

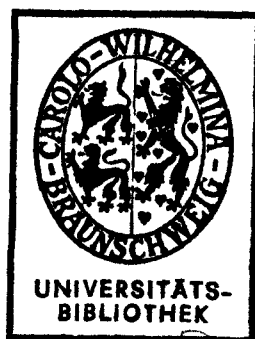
A b s c h l u ß b e r i c h t
zum DFG - Forschungsvorhaben
Ko 204/27 + 30

Tragverhalten von ausmittig beanspruchten
Einzelfundamenten aus Stahlbeton

vorgelegt von

o. Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. K. Kordina

Dipl.-Ing. D. Nölting



Schlag

Braunschweig, Januar 1981

624,046
666,972 : 630,1

<u>Inhaltsverzeichnis</u>	<u>Seite</u>
<u>Inhalt</u>	I
<u>Bezeichnungen</u>	III
<u>1. Überblick</u>	1
<u>2. Versuchsprogramm</u>	3
<u>3. Abmessungen und Herstellung der Versuchskörper</u>	7
<u>4. Belastungseinrichtung</u>	11
<u>5. Meßeinrichtung</u>	
5.1 Lage der Meßstellen	14
5.2 Dehnungsmessungen	14
5.3 Schlupf der Bewehrungsstäbe	16
5.4 Durchbiegungen	16
<u>6. Versuchsdurchführung</u>	17
<u>7. Versuchsauswertungen</u>	
7.1 Allgemeines	21
7.2 Formänderungen, Riß- u. Bruchbild	21
7.3 Dehnungen am Stützenanschnitt	28
7.4 Dehnungen der Zugbewehrung der Platte	30
7.5 Dehnungen an der Biegedruckseite der Platte	33
7.6 Dehnungen im Bereich des Durchstanz-Schubbrisses	35

	<u>Seite</u>
<u>8. Tragverhalten und Bruchmechanismus</u>	40
<u>9. Vergleich der Bruchlasten mit den zulässigen Lasten nach DIN 1045 und mit den Ergebnissen andernorts durchgeführter Versuche</u>	
9.1 Allgemeines	45
9.2 Zur Ausmittigkeit von Stützenlasten	45
9.3 Zul. Lasten nach DIN 1045	50
9.4 Versuch an Einzelfundamenten	54
9.5 Versuch unter ausmittiger Beanspruchung	56
<u>10. Ergänzungsvorschlag zur DIN 1045</u>	60
<u>Literatur</u>	63
<u>Anhang A: Bilder zum Berichtstext</u>	A1
<u>Anhang B: Vollständige Zusammenstellung der Meß- ergebnisse beispielhaft für den Ver- such E 3</u>	B1

Bezeichnungen

1. Abmessungen und Bewehrung:

Indices: ... _x , ... _y		Hauptrichtungen rechteckiger Fläche
... _o		Durchmesser runder Flächen
... _m		Mittelwert: $\dots_m = \frac{1}{2} \cdot (\dots_x + \dots_y)$
... _r		zugehörig zum maßgebenden den Stützenanschluß umlaufenden Schnitt in der Platte
... _k		zugehörig zur Grundfläche des Durchstanzkegels
... _b		Beton
... _s		Stahl
d	=	Plattendicke
h	=	statische Nutzhöhe der Platte
ℓ, A _f	=	Länge bzw. Fläche der Fundamentplatte
c, A _{st}	=	Länge bzw. Fläche des Stützenquerschnittes
b _r , A _r , W _r	=	Länge, Fläche bzw. Widerstandsmoment des maßgebenden Schnittes um den Stützenanschluß
b _k , A _k	=	Länge bzw. Fläche der Grundfläche des Durchstanzkegels
e _{st}	=	Ausmittigkeit des Stützenanschlusses
μ	=	Bewehrungsprozentsatz = $\frac{A_s}{A_b}$

2. Kräfte:

F	=	Stützenlast
F _u	=	Bruchlast im Versuch
F/F _u	=	bezogene Stützenlast
M	=	Biegemoment in der Stütze
e = M/F	=	Ausmittigkeit der Stützenlast

Q_r	=	Querkraft im maßgebenden Schnitt
M_r	=	Biegemoment im maßgebenden Schnitt
$e_r = M_r / Q_r$	=	Ausmittigkeit im maßgebenden Schnitt
$M_{r,\sigma}, M_{r,\tau}$	=	Anteile von M_r , die aus Normal-, bzw. Schubspannungen herrühren

3. Spannungen:

β_S	=	Streckgrenze des Bewehrungsstahls
β_W	=	Würfeldruckfestigkeit des Betons
σ_r	=	Normalspannung im maßg. Schnitt
τ_r	=	Schubspannung im maßg. Schnitt

4. Dehnungen:

ϵ_s	=	Stahldehnungen ($\epsilon_s^{(+)} = \text{Zug},$ $\epsilon_s^{(-)} = \text{Druck})$
ϵ_b	=	Betondehnungen ($\epsilon_b^{(+)} = \text{Zug},$ $\epsilon_s^{(-)} = \text{Druck})$

5. Dimensionslose Hilfswerte

α_k	=	$Q_r / F = (A_f - A_k) / A_f$
α_e	=	Beanspruchungserhöhung infolge ausmittigen Lastangriffs ($1/\alpha_e = \text{entsprechende Tragfähigkeitsverminderung}$)
η	=	$M_{r,\tau} / M_r$
γ	=	$F_u / \text{zul } F = \text{Sicherheitsbeiwert}$

Hier nicht aufgeführte Bezeichnungen werden im Text erläutert.

1. Überblick

Die derzeit gültige Bemessungsvorschrift für Stahlbetonbauteile, DIN 1045 [1], gibt im Abschnitt 22.7 ein Verfahren zum Nachweis der Sicherheit gegen Durchstanzen von Einzelfundamenten unter Stahlbetonstützen an. Auch in Heft 240 [2] der Schriftenreihe des DAfStb ist dieses Verfahren dargestellt. Darin wird davon ausgegangen, daß die Fundamentplatte durch eine im Stützenquerschnitt mittig wirkende Druckkraft belastet wird. Bezüglich der zusätzlich möglichen Wirkung eines Biegemomentes in der Stütze wird lediglich auf die Regelung für Randstützen von Flachdecken nach DIN 1045, Abschnitt 22.5.1.1, letzter Absatz, verwiesen. Diese Regelung fordert für den Fall einer um die Stütze nicht rotationssymmetrischen Biegebeanspruchung in der Platte eine Erhöhung der rechnerischen Schubspannung im Rundschnitt um den Stützenanschluß um 40% oder aber alternativ die Durchführung eines "genaueren Nachweises".

Der pauschale Erhöhungsfaktor von 1,40 ist bei geringen Stützenlastausmitten sicherlich unwirtschaftlich hoch und kann andererseits bei großen Ausmittigkeiten - beispielsweise bei Rahmenendstützen unter Windlasten - zu niedrig sein, um die verlangte Sicherheit gegen Durchstanzen zu gewährleisten. Ein "genaueres Nachweisverfahren" ist jedoch in der deutschsprachigen Literatur bisher nicht zu finden.

Diese unbefriedigende Situation gab Veranlassung, das Tragverhalten ausmittig beanspruchter Einzelfundamente zu untersuchen.

In der Literatur sind zahlreiche Berichte über Durchstanzversuche an Stahlbetonplatten mit mittig angeordneter Stütze zu finden; die meisten davon befassen sich mit dem Tragverhalten von Flach- oder Pilzdecken. Es wird deshalb fast ausnahmslos über Versuche an relativ dünnen, kreisförmigen oder quadratischen Platten berichtet, die, als Ausschnitt aus einer Flach- oder Pilzdecke gedacht, durch "Auftrennen" entlang der den Stützenkopf umlaufenden Momentennullpunktlinie entstanden zu deuten sind; sie werden im Versuch nur an den Plattenrändern belastet und geben ihre Last im allgemeinen mittig auf die Stütze ab. Zum Unter-

schied gegenüber dem Lastbild bei Einzelfundamenten werden keine Lasten unmittelbar im Bereich über der Stütze eingeleitet; direkte Vergleiche mit dem Tragverhalten von Einzelfundamenten lassen diese Versuche an Flachdecken deshalb nicht zu.

Nur in wenigen Fällen wurden Deckenausschnitte unter nichtrotations-symmetrischer Beanspruchung geprüft oder Durchstanzversuche an Einzelfundamenten durchgeführt. In keinem Fall jedoch wurden Einzelfundamente unter ausmittiger Beanspruchung untersucht. Die Ergebnisse der anderenorts durchgeführten Durchstanzversuche sind aus diesem Grunde zur Lösung der in dieser Arbeit angesprochenen Probleme nur bedingt verwendbar.

Im nachfolgenden Versuchsbericht (Abschnitte 2 - 8) wird über die Durchführung von 11 Durchstanzversuchen an nicht schubbewehrten Einzelfundamenten - 8 Versuche davon unter ausmittiger Beanspruchung - berichtet und werden Rückschlüsse auf das Tragverhalten und den Bruchmechanismus durchstanzgefährdeter Einzelfundamente unter mittiger und ausmittiger Stützenlast gezogen.

Im Abschnitt 9 wurden die hier erzielten Bruchlasten mit den gegenüber Durchstanzen nach DIN 1045 zulässigen Lasten und mit den Bruchlasten anderenorts an Einzelfundamenten oder ausmittig belasteten Flachdeckenausschnitten durchgeführten Versuchen verglichen.

Des weiteren werden die theoretische Grundlage und die Formulierung eines Ergänzungsvorschlages zum Abschnitt 22.5 der DIN 1045 zur geeigneten Erfassung der Wirkung von Stützenlastausmittigkeiten beim Nachweis der Durchstanzsicherheit dargestellt. Die Berichterstatter empfehlen, Gl.(38) in Abschnitt 22.5.1.1 der DIN 1045 zu erweitern in

$$\tau_r = \frac{\text{cal } Q_r}{u \cdot h_m} \quad (\text{Gl. 38 - neu})$$

mit $cal Q_r =$ rechnerisch anzusetzende Querkraft im Rund-
schnitt um die Stütze

$$= \max Q_r \cdot \left(1 + 1,6 \cdot \frac{M_{st}}{\max Q_r \cdot d_r} \right)$$

$\max Q_r =$ größte Querkraft im Rundschnitt um die
Stütze

$M_{st} =$ im Lastfall $\max Q_r$ von der Stütze in die
Platte einzuleitendes Biegemoment

$u, h_m, d_r =$ Bezeichnungen wie bisher zu Gl. (38 - alt)

Gl. (38-neu) geht bei mittigem Lastangriff ($M_{st} = 0$) in Gl. (38-alt) über, so daß alle anderen Berechnungsschritte des Nachweisverfahrens im wesentlichen unverändert bleiben. Auf einige noch offene Fragen z. B. bezüglich schubbewehrter Platten oder der Bemessung des Anschlusses von Rand- und Eckstützen wird unter Flachdecken hingewiesen.

2. Versuchsprogramm

Einen Überblick über das Versuchsprogramm vermittelt die Zusammenstellung der wesentlichen Versuchsdaten in Bild 2.1.

Das Versuchsprogramm gliedert sich in 6 Abschnitte:

1. Grundfall der mittigen Beanspruchung (Versuche Z1 und Z3):

In den Versuchen Z1 und Z3 wurden mittig beanspruchte Fundament-Versuchskörper geprüft, die in wesentlichen Abmessungen den Versuchskörpern einer am Otto-Graf-Institut in Stuttgart von Dieterle [3] an mittig beanspruchten Einzelfundamenten durchgeführten Versuchsreihe entsprachen.

Mit diesen zwei Versuchen wurde der Anschluß an bereits durchgeführte Forschungsarbeiten an mittig beanspruchten Einzelfundamenten hergestellt, und es wurden Bezugswerte für die nachfolgenden in verschiedener Weise variierten Versuche gewonnen.

Be- zeich- nung	Abmessungen					Exzentrizitäten			Bewehrung				Festigkeiten			Bruch		
	Platte					Stütze	Stütze	Last		BSt 42/50 RK				Beton	Stahl			
	l_x	l_y	d	h_x	h_y	c	e_{st}	e_x	e_y	a_{sx}	a_{sy}	μ_x	μ_y	β_w	$\beta_{S,x}$		$\beta_{S,y}$	F_u
	[cm]									[cm ² /m]		[‰]		[N/mm ²]			[kN]	
Z1	180	150	34	30,0	28,6	30	0	0	0	23,4	15,3	0,779	0,534	27,1	421	457	1600	
Z2						30 ^{x)}								29,0	464	434	1380	
Z3						20								31,9	464	434	1140	
E8						30	0	5	0					32,8	433	449	1505	
E2								10						24,6	424	453	1200	
E1								20						26,5	420	430	1000	
E3								30						32,4	424	453	850	
E4						30	20	0	0					(Ø16, (Ø12,	32,9	433	449	1350
E7						30	0	15	10					s = s = 8,6cm 7,4cm)	32,8	433	449	1145
E5	24	20,0	18,6	20	0	15	0	1,170	0,821	31,6	433	449	640					
E6	39	35,0	33,6	30				0,668	0,455	32,8	433	449	1540					

x) Styroporeinlage im Stützenanschnitt:

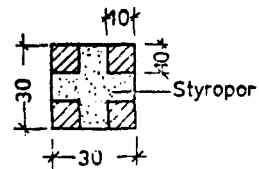
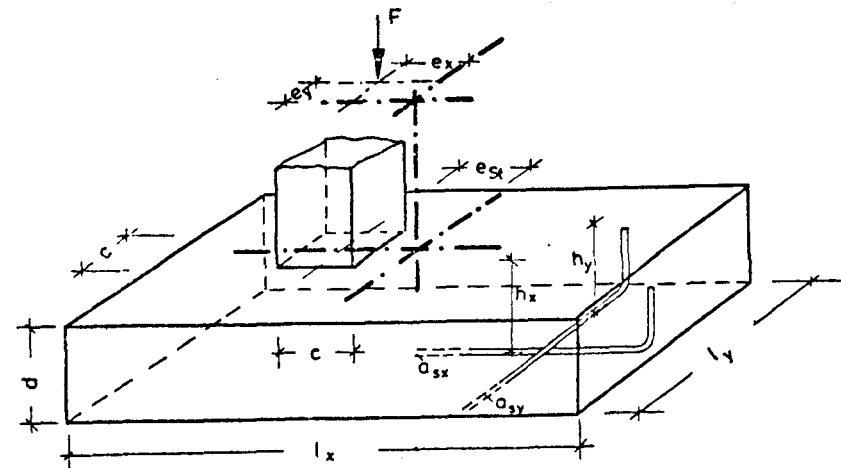


Bild 2.1: Zusammenstellung der Daten der Versuchskörper



Die Fundament-Versuchskörper bestanden aus einer 1,50x1,80 m großen Platte, an die mittig Stützen mit quadratischem Querschnitt von 30 x 30 cm (Z1), bzw. 20 x 20 cm (Z3) angeschlossen waren. Die Plattendicke betrug 34 cm; bei einer Betondeckung von 3 cm ergab sich damit für die untere, in Plattenlängsrichtung verlaufende Bewehrung eine statische Nutzhöhe von etwa 30 cm.

Die Grundabmessungen im Versuch Z1 für Plattenbreite (1,50 m), statische Nutzhöhe (30 cm) und Stützenquerschnitt (30x30 cm) wurden aus den oben erwähnten Stuttgarter Versuchen übernommen.

Die Plattenlänge wurde auf 1,80 m festgelegt (Stuttgarter Versuche: 1,50 m), um die Plattenabmessungen für alle nachfolgenden Versuche übernehmen zu können und dabei sicher zu sein, daß auch bei Versuchen mit ausmittiger Stützenstellung der Durchstanzkegel nicht zu nahe an den Plattenrand heranreichte. Andernfalls hätte die Stütze bei ausmittiger Stützenstellung wie eine "Randstütze" durchstanzen können, d. h. sie hätte keinen kreisförmigen, sondern einen U-förmigen Plattenausschnitt herausgetrennt.

Die Plattendicke wurde gegenüber den Stuttgarter Versuchen von 32 cm auf 34 cm vergrößert. Die hierdurch von 1,0 bis 1,5 cm auf 3 cm verstärkte Betonüberdeckung sollte einen verfrühten Bruch der Versuchskörper durch Versagen des Verbundes vor dem Erreichen der Schubbruchlast verhindern.

2. Einfluß einer Langzeitbelastung (Versuch Z2):

Mit dem Versuch Z2 sollte der Einfluß einer Langzeitbelastung simuliert werden.

Aus technischen Gründen war im Rahmen des vorliegenden Forschungsvorhabens nur die Durchführung von Kurzzeitversuchen möglich. Es ist aber bekannt, daß sich infolge Schwinden und Kriechen bei lang anhaltender Belastung ein Teil der Stützenlast vom Beton in die vorwiegend in den Querschnittsecken angeordneten Bewehrungsstäbe umlagert.

Ziel des Versuches Z2 war es, die Wirkung solch einer Lastumlagerung abzuschätzen. Der Versuch Z2 unterschied sich von Versuch Z1 lediglich dadurch, daß wegen des Einbaues einer nachgiebigen Styroporzwischenlage am Stützenanschnitt die Stützenlast nur in den Querschnittsecken der Stütze in die Platte eingeleitet werden konnte.

- 3. Ausmittige Stützenlast (Versuch E1, E2, E3 u. E8):

Mit den Versuchen E1, E2, E3 und E8 wurde - ausgehend vom Grundversuch Z1 - die Wirkung einer einachsigen Stützenlastausmitte untersucht. Die mittige Stützenstellung auf der Platte wurde beibehalten. Die Ausmitten der Stützenlast betrugen 5, 10, 20 und 30 cm.

- 4. Ausmittiger Stützenanschluß (Versuch E4):

Im Versuch E4 wurde ein Fundament mit einer gegenüber dem Plattenmittelpunkt um 20 cm ausmittig angeordneten Stütze untersucht. Die Stützenlast griff - auf die Platte bezogen - mittig an, so daß - wie im Versuch Z1 - von einer über die gesamte Sohlfläche gleichmäßig verteilten Bodenpressung auszugehen war.

- 5. Variation der Plattendicke (Versuche E5 und E6):

Der Einfluß unterschiedlicher Plattendicken wurde in den Versuchen E5 und E6 untersucht. Unter Lastausmitten von 15 cm wurden Fundamente mit statischen Nutzhöhen von $h_x = 20$ cm bzw. $h_x = 35$ cm - gegenüber $h_x = 30$ cm in den vorangegangenen Versuchen - geprüft. Die Stützenabmessungen wurden im Versuch E5 vom sonst gewählten Maß 30 x 30 cm auf 20 x 20 cm reduziert, um neben dem Versuch Z3 auch über einen Versuch unter ausmittiger Beanspruchung mit vermindertem Stützenquerschnitt zu verfügen.

- 6. Zweiachsig ausmittige Stützenlast (Versuch E7):

Mit dem Versuch E7 wurde auch der Fall einer in beiden Hauptrichtungen ausmittig angreifenden Stützenlast ($e_x = 15 \text{ cm}$, $e_y = 10 \text{ cm}$) in die Untersuchungen eingeschlossen.

3. Versuchskörper

3.1 Abmessungen und Bewehrung

Die wesentlichen Bauteilabmessungen und Bewehrungsangaben können dem Bild 2.1 entnommen werden. Die Bilder 3.1 und 3.2 zeigen zur Veranschaulichung Fotos der Versuchskörper Z1 (Grundversuch, $e = 0$) und E3 (Versuch mit maximaler Stützenlastausmitte $e = 30 \text{ cm}$) vor dem Betonieren der Fundamentplatten.

Detaillierte Angaben über die Abmessungen und die Bewehrung der einzelnen Versuchskörper sind im Anhang A in den Bildern A 3.1 bis A 3.5 enthalten.

In allen 11 Versuchen erhielt die Fundamentplatte weder eine Schubbewehrung noch eine Biegedruckbewehrung an der Plattenoberseite. Die in allen Fundamentplatten gleich starke Biegebewehrung wurde in je einer Lage parallel zu den Plattenrändern gleichmäßig über die Plattenbreite verteilt angeordnet. Sie wurde so bemessen, daß bei mittiger Beanspruchung im Grundversuch Z1 die Biegetragfähigkeit in beiden Bewehrungsrichtungen annähernd bei derselben theoretischen Stützenlast F erschöpft war. Ausgegangen wurde dabei von einer über die Plattenbreite konstanten Momentenverteilung in den maßgebenden Querschnitten an den Stützenanschnitten. Da die Biegebewehrung die Schubtragfähigkeit indirekt über die Größe des aufnehmbaren Biegebruchmomentes beeinflusst, sollte durch die in beiden Richtungen annähernd gleiche Biegetragfähigkeit keine Richtung gegen ein erwartetes Durchstanzen begünstigt werden.

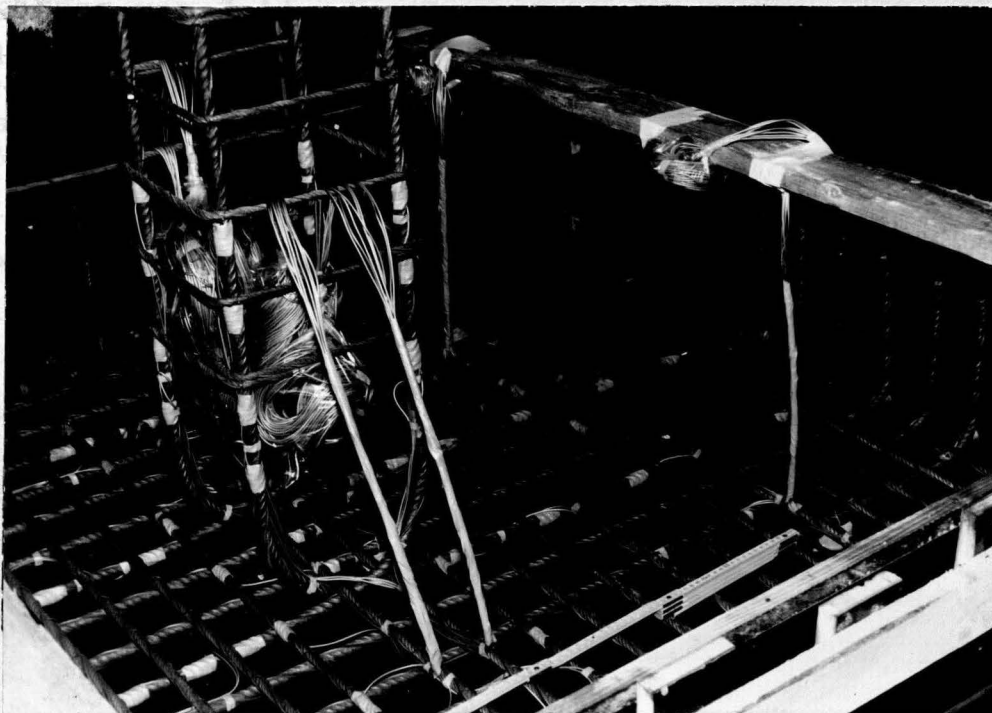


Bild 3.1: Bewehrung Fundament Z1

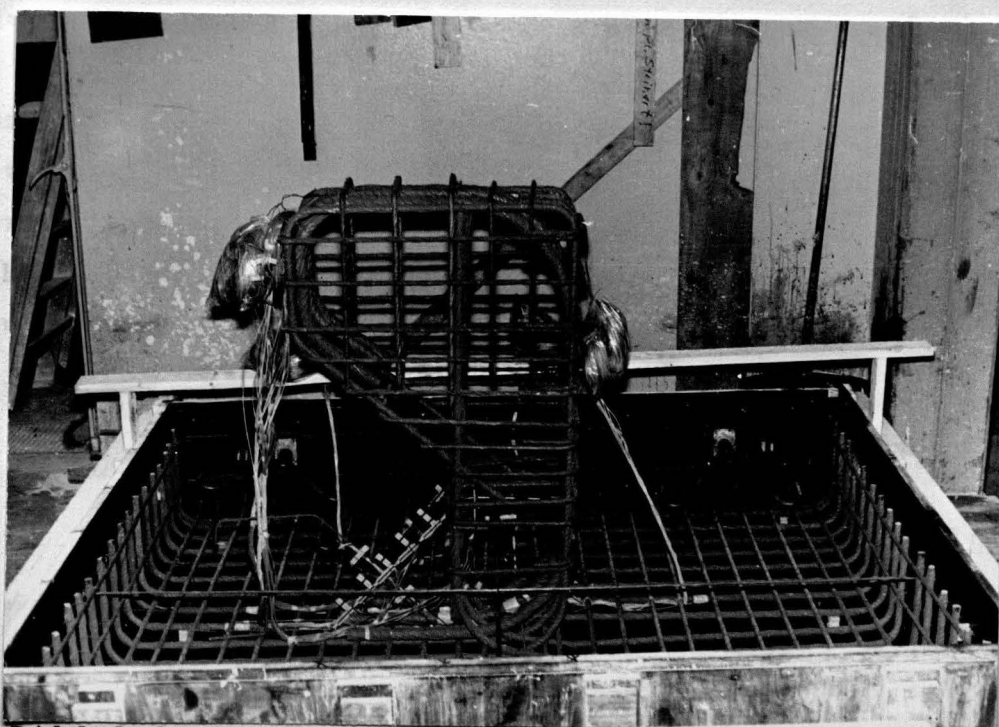


Bild 3.2: Bewehrung Fundament E3

Bei der Wahl des Bewehrungsgehaltes wurde zu Vergleichszwecken angestrebt, den Versuchskörper einem der Stuttgarter Probekörper [3] anzupassen. Um einen vorzeitigen Biegebruch mit Sicherheit ausschließen zu können, wurde als Vergleichsversuch der in [3] mit B-3 bezeichnete Versuch gewählt. Die dort eingebaute Bewehrung von $\emptyset 14$, $s = 8$ cm entsprach bei einer mittleren statischen Höhe von 29,2 cm einem Bewehrungsprozentsatz von $\mu_m = a_s/h_m = 19,24/29,2 = 0,659$ %. Gewählt wurde für alle Versuchskörper als Längsbewehrung in der unteren Lage $\emptyset 16$, $s = 8,6$ cm mit $\mu = 23,38/30,0 = 0,779$ % und als Querbewehrung in der oberen Lage $\emptyset 12$, $s = 7,4$ cm mit $\mu = 15,28/28,6 = 0,534$ %. Der Mittelwert aus beiden Lagen ergibt mit $\mu_m = (0,779+0,534) \cdot 0,5 = 0,657$ % annähernd den gleichen Wert wie im Stuttgarter Versuch B-3.

Die Stützen-Längsbewehrung der drei für mittige Beanspruchung vorgesehenen Versuchskörper bestand jeweils aus 4 in den Querschnittsecken angeordneten Stäbe $\emptyset 16$ mm, die aus der in Plattenlängsrichtung verlaufenden Biegebewehrung der Platte aufgebogen wurden.

Für die acht unter ausmittiger Last geprüften Körper verlangte die starke Biegebeanspruchung der Stütze eine Verstärkung der oben beschriebenen Stützenbewehrung. An der Zug- und Druckseite der Stütze wurden je 7 Bewehrungsstäbe angeordnet, von denen 4 Stäbe $\emptyset 16$ mm aus der in Plattenlängsrichtung verlaufenden Biegebewehrung der Platte aufgebogen wurden. Die 3 weiteren Stäbe ($\emptyset 16$ bis $\emptyset 25$, je nach statischen Erfordernissen) der Druckseite der Stütze endeten mit geraden Stabenden ca. 10 cm über der Platten-Biegebewehrung. Die 3 entsprechenden Stäbe der Zugseite der Stütze wurden in der Platte abgebogen, um dort die erforderliche Verankerung sicherzustellen. Die abge-

bogenen Enden dieser Stäbe wurden nicht - wie es praxis-
üblich wäre - als Verstärkung der Platten-Biegezugbewehrung
über den Bereich des zu erwartenden Durchstanz-Schubbrisses
hinausgezogen, da eine Veränderung der Platten-Biegebewehrung
in diesem Bereich die Vergleichbarkeit der Versuchsergeb-
nisse beeinträchtigt hätte.

In den Versuchskörpern E1 und E8 wurde die Stützenbewehrung
auch innerhalb der Platte mit Bügeln umschlossen. Diese Bügel
dienten als Träger von Dehnmeßstreifen zur Messung örtlicher
Stauchungen in der Platte.

3.2 Herstellung der Versuchskörper

Für alle Versuchskörper wurde Bewehrungsstahl der Güte BSt 420/500RK
verwendet und eine Würfelfestigkeit des Betons der Platte von ca.
30 N/mm² angestrebt. Die wichtigsten Baustoff-Prüfergebnisse
(Streckgrenze der Plattenbiegezugbewehrung und Würfeldruckfestig-
keit des Plattenbetons) sind in Bild 2.1 aufgeführt.
Weitergehende Angaben sind der vollständigen Zusammenstellung der
Stahl- und Beton-Prüfergebnisse im Anhang A, Bilder A 3.6 und
A 3.7 zu entnehmen.

Der Beton der Fundamentplatte wurde jeweils in 4 250l-Chargen
in einem Zwangsmischer hergestellt. Als Schalung der Seiten- und
Bodenflächen dienten kunststoffbeschichtete Sperrholzplatten.
Verdichtet wurde mit Rüttelflaschen. Die Plattenoberfläche wurde
bis auf den Bereich des Stützenanschlusses mit einer Glätt-
kelle abgezogen.

Die Stütze wurde erst am folgenden Tag nach dem Erhärten des
Betons der Platte eingeschalt und betoniert, wobei Beton von
hoher Festigkeit (ca. 50 N/mm²) verwendet wurde, um ein Ver-
sagen der Stütze mit Sicherheit auszuschließen.

Bis zum 7. Tag nach dem Betonieren wurde der Beton mit feuchten
Tüchern abgedeckt. Die restliche Zeit bis zur Prüfung nach ca.
28 Tagen lagerten die Versuchskörper in Innenräumen bei ca. 20°C
und 50 % Luftfeuchtigkeit.

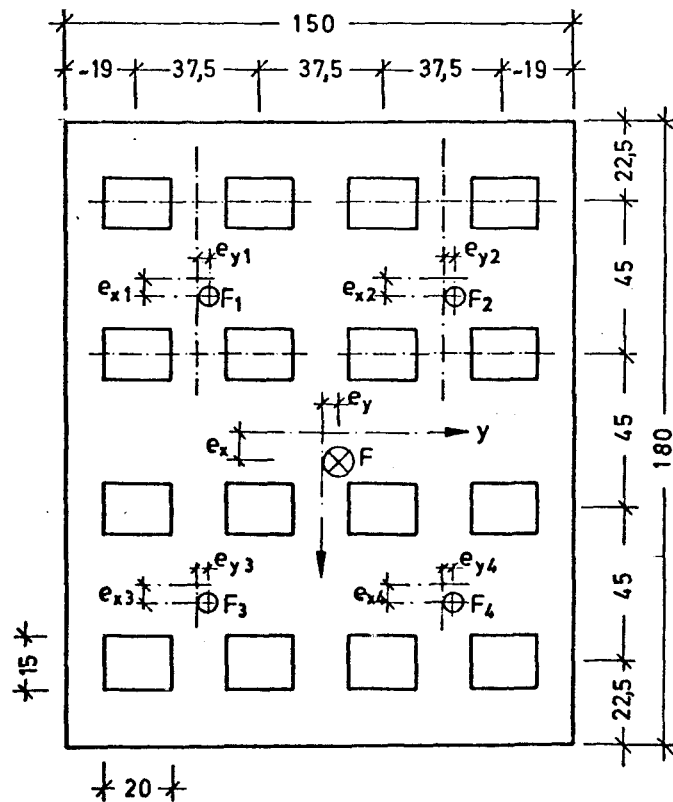
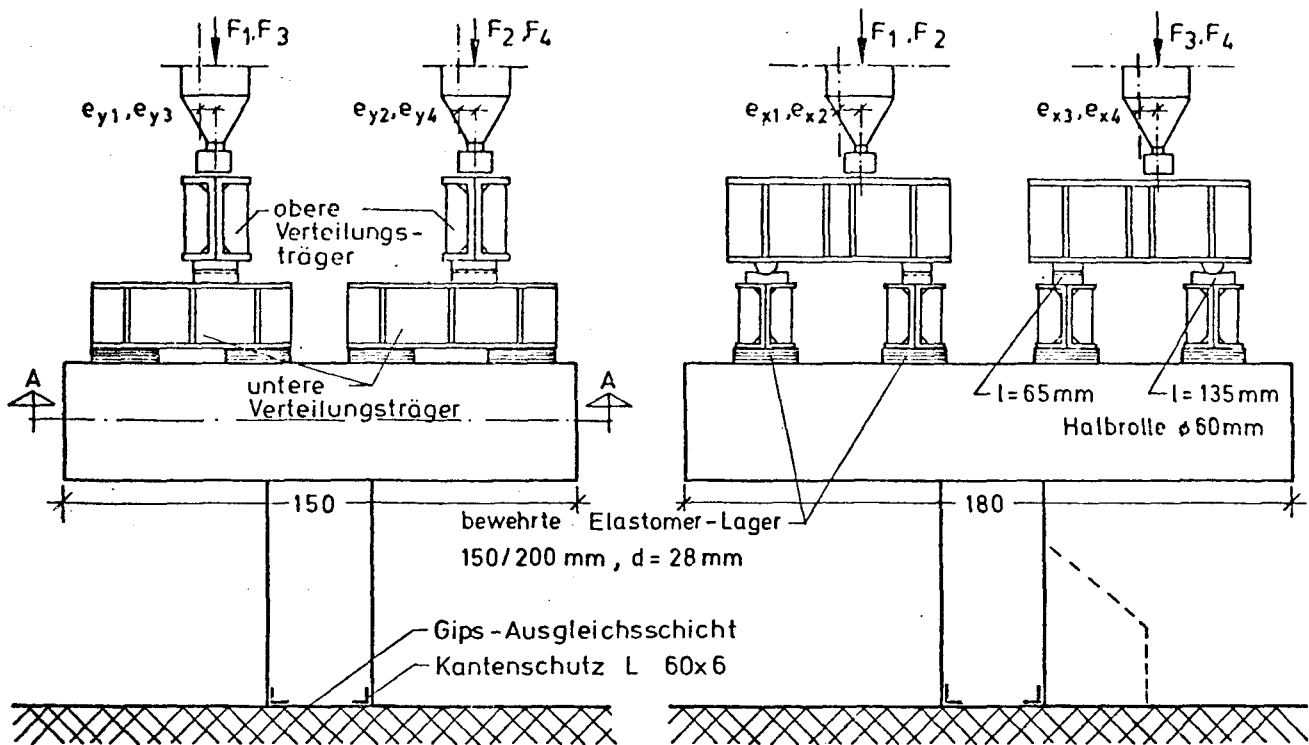
4. Belastungseinrichtung

Die Fundamente wurden um 180° gedreht mit der in den Bildern 4.1 bis 4.3 dargestellten Versuchseinrichtung geprüft, so daß die "Sohlfläche" von oben belastet werden konnte. Hierdurch wurde die Lasteinleitung vereinfacht und die Beobachtung der Rißbildung in der "Sohlfläche" erleichtert.

Die Last wurde über 4 hydraulische Pressen, die je nach vorgesehener Sohlflächenbelastung in Reihe geschaltet über eine (mittige Belastung), zwei (einachsige ausmittige Belastung) oder vier (doppelt ausmittige Belastung) getrennte Pumpenanlagen gefahren wurden. Die Pressenlasten wurden mit Hilfe entsprechender Lastverteilungseinrichtungen auf die Fundamentplatte weitergeleitet, wobei die Lagerung des oberen Verteilungsträgers auf senkrecht zueinander stehenden Halbrollen die gewünschte Lastverteilung vom oberen auf die unteren Verteilungsträger sicherstellte. Die Elastomerlager gewährleisteten auch bei den größten Verformungen eine zwangungsfreie und planmäßige Lasteinleitung. Es wurden bewehrte Lager eingesetzt, um die unter Elastomer-Lagern auftretenden Querkzugspannungen vernachlässigbar gering zu halten.

Die Möglichkeit, die vier Pressenkräfte unabhängig voneinander frei wählen zu können, die Pressen auf den oberen Verteilungsträgern ausmittig angreifen zu lassen und die oberen Verteilungsträger auf den unteren zu verschieben, erlaubten es, jede beliebige Sohlpressungsverteilung durch die 16 Lasteinleitungspunkte darzustellen.

Durch die Vorgabe einer definierten Verteilung der Sohlpressungen war die Lage der im Versuch als Reaktion auftretenden Stützenlast festgelegt. Die Ausbildung eines lastzentrierenden Auflagers unter dem Stützenkopf in der Achse der beabsichtigten Stützenlastausmittigkeit erübrigte sich deshalb. Die Stützenköpfe der Versuchskörper wurden auf dem Versuchsfeld in einem Gipsbett verlegt, wobei die Auflagerflächen - bei Versuchen mit ausmittiger Stützenlast durch konsolartige Verstärkungen des Stützenkopfes vergrößert - ausreichten, um auch bei kurzzeitigen geringen Abweichungen der angestrebten Belastungsverteilung die Standsicherheit der Versuchskörper zu gewährleisten.



Schnitt A-A

Bild 4.1: Versuchsaufbau

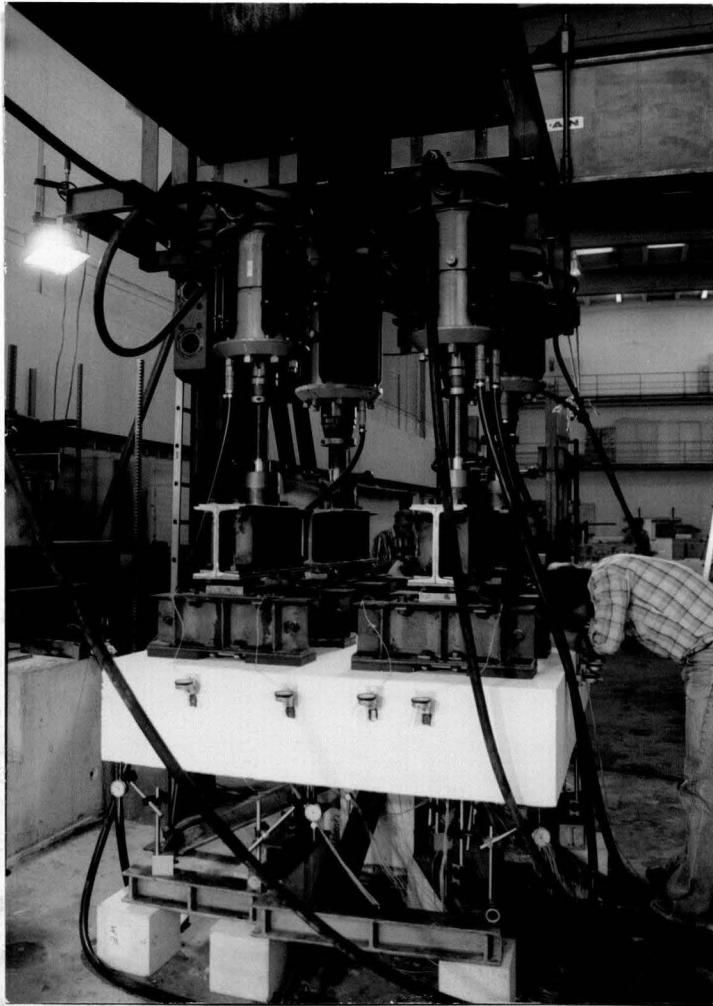


Bild 4.2: Versuchsaufbau

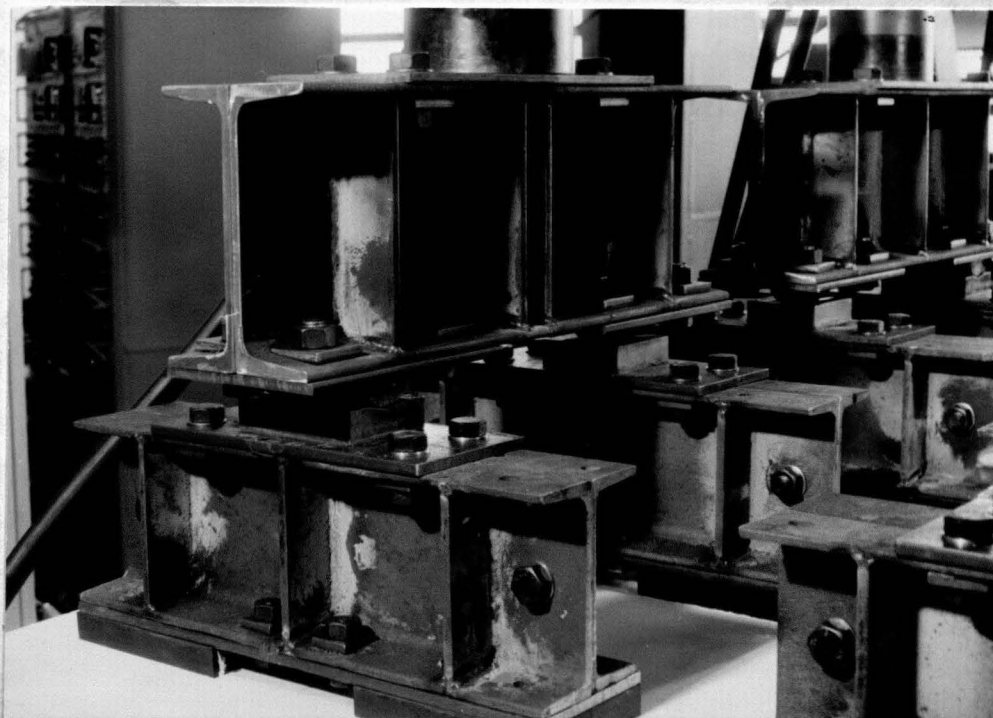


Bild 4.3: Detail der Belastungseinrichtung

5. Meßeinrichtung

5.1 Lage der Meßstellen

Wegen des großen Umfanges des Meßprogramms muß im Rahmen dieses Berichtes auf die vollständige Wiedergabe aller Zeichnungen mit den Angaben der Lage der einzelnen Meßstellen ebenso verzichtet werden wie auf die tabellarischen und graphischen Darstellungen der Meßergebnisse (zu letzterem siehe auch Abschnitt 6). Im Anhang B wurden exemplarisch die vollständigen Unterlagen zum Versuch E 3 - d. h. zu dem Versuch unter der größten untersuchten Lastausmittigkeit - beigelegt. Die vollständigen Unterlagen umfassen ca. 40 Zeichnungen, 100 Tabellen und 400 Diagramme; sie können am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig eingesehen bzw. von dort angefordert werden.

5.2 Dehnungsmessungen

5.2.1 Umfang der Messungen

Am Versuchskörper Z1 wurde eine vergleichsweise große Anzahl von Meßstellen angeordnet, um ausreichend Meßdaten des Grundversuches zu Vergleichszwecken für die folgenden Versuche zur Verfügung zu haben.

Bei den Versuchen Z2 und Z3 stand allein die Kenntnis der Traglasten im Vordergrund. Aus diesem Grunde wurde der Meßaufwand im Vergleich zu den übrigen Versuchen geringer gehalten.

Die Messungen an den Versuchskörpern E1 bis E8 konzentrierten sich auf Untersuchungen im Bereich des zu erwartenden Durchstanzkegels. Messungen zur Biegebeanspruchung der Platte wurden nur in begrenztem Umfang - vornehmlich an den Versuchskörpern E1 und E7 - durchgeführt.

Für die Dehnungsmessungen wurde eine seriell arbeitende Vielstellenmeßanlage eingesetzt; die Meßdaten wurden auf Lochstreifen aufgenommen und zur Verarbeitung einer EDV-Anlage zugeführt.

5.1.2 Stahldehnungen

Die Dehnungen der Bewehrungsstäbe wurden mit Dehnmeßstreifen des Types LY 11 6/120 (Fabr. Hottinger, Meßgitterlänge 6 mm) gemessen.

Die Streifen wurden jeweils auf die der Betonoberfläche zugewandten Seite der Stäbe aufgeklebt.

5.2.3 Betondehnungen an den Außenflächen der Bauteile

An den Betonoberflächen der Stützen und den Biegedruckseiten der Platten wurden Dehnungen mit aufgeklebten Dehnmeßstreifen des Types PL 21 60/120 (Fabr. Hottinger, Meßgitterlänge 60 mm) aufgenommen.

5.2.4 Betondehnungen im Innern der Bauteile

Im Stützenanschnitt und im Bereich des zu erwartenden Durchstanzkegels wurden zur Erfassung örtlich begrenzt auftretender Betondehnungen zwei Arten von Meßelementen verwendet:

Zu Beginn der Versuchsserie wurden an einigen Meßstellen Meßelemente eingesetzt, die für die besonderen Ansprüche bei Langzeitmessungen am Institut für Beton und Stahlbeton der TU Karlsruhe entwickelt wurden. Diese Meßelemente bestehen aus Dehnmeßstreifen PL 30 30/120, die in Aluminiumträger vom Querschnitt 6 x 15 mm eingelegt sind. Der Verbund zum umgebenden Beton wird durch 3 mm weit hervorstehende Zähne im Abstand von 25 mm entlang des Trägers sichergestellt.

Für die weiteren Versuche wurden Meßelemente PMS 30 der Firma Europavia verwendet. Diese Meßelemente bestehen aus einem 50 mm langen Kunstharzträger vom Querschnitt 4 x 15 mm mit einem darin eingebetteten Dehnmeßstreifen von 30 mm Meßgitterlänge. Die Kunstharzoberflächen sind besandet, um einen einwandfreien Verbund zum umgebenden Beton herzustellen. Da diese Meßelemente wegen ihrer vergleichsweise kurzen Trägerlänge zur Erfassung örtlich eng begrenzter Dehnungen besonders geeignet sind und da sie überdies auch in großer Stückzahl kostengünstig zu beschaffen sind, wurde ihnen der Vorzug gegenüber den zuvor beschriebenen Meßelementen gegeben.

In Kurzzeit-Eichprüfungen zeigten die Spannungs-Dehnungs-Diagramme der beiden Arten von Meßelementen sehr gute Übereinstimmungen.

Mit dem Ziel, Kenntnis über den Bruchmechanismus beim Durchstanzen zu erlangen, wurde angestrebt, im Bereich des zu erwartenden Durchstanz-Schubbrisses die Dehnungen senkrecht zur Kegeloberfläche auch noch nach dem Auftreten erster Risse zuverlässig zu erfassen. Zu diesem Zweck wurden Bewehrungsstäbe vom \emptyset 5 mm jeweils mit mehreren Dehnmeßstreifen vom Typ LY 11 1,5/120 (Fabr. Hottinger, Meßgitterlänge 1,5 mm) beklebt und in Biegeformen ähnlich einer unter 45° aufgebogenen Platten-Schubbewehrung verlegt. Die Erhöhung der Durchstanz-Tragfähigkeit durch maximal 3 Stäbe \emptyset 5 mm je Versuchskörper ist vernachlässigbar.

5.3 Schlupf der Bewehrungsstäbe

Vor den Endaufbiegungen der Platten-Bewehrungsstäbe wurde der Schlupf der Bewehrung gegenüber dem umgebenden Beton gemessen. Hierzu wurden Stahlstäbe \emptyset 6 mm in der horizontalen Verlängerung der Bewehrungsstäbe abgeschweißt. Diese Stahlstäbe reichten bis zur Schalung bzw. bis zur Betonoberfläche. Sie wurden vom umgebenden Beton durch Klebeband und Kitt getrennt. Zu eigentlichen Messungen der Relativverschiebungen zwischen Beton- und Bewehrungsstab wurden mechanische Meßuhren von 1/1000 mm Meßgenauigkeit verwendet.

5.4 Durchbiegungen

Zur Messung der vertikalen Durchbiegungen der Platte und der Stauchungen der Stütze wurden mechanische Meßuhren mit 1/100 mm Meßgenauigkeit aufgestellt.

6. Versuchdurchführung

Die Belastung entsprach bei allen Versuchen einer ebenen Verteilung der Bodenpressungen.

In den Versuchen mit mittiger Beanspruchung ließ sich eine über die gesamte Sohlfläche gleichmäßig verteilte Bodenpressung verwirklichen, indem durch alle 16 Lasteinleitungspunkte stets die gleichen Kräfte eingeleitet wurden.

Bei den Versuchen mit einachsig ausmittiger Belastung wurden die Kräfte der 4 Reihen von Lasteinleitungspunkten linear so abgestuft, daß die Resultierende die gewünschte Ausmittigkeit der Stützenlast ergab.

Beim Versuch mit zweiachsig exzentrischer Belastung (E7) wurden auch innerhalb der 4 Reihen die Kräfte der 4 Lasteinleitungspunkte linear abgestuft, so daß ein Feld von 16 unterschiedlichen Kräften entsprechend einer in beiden Hauptrichtungen geneigten Sohlpressungsverteilung entstand.

Die Gesamtlast wurde in Stufen aufgebracht, die in allen Versuchen unter 1/8 der Bruchlast lagen.

Nach ca. 2 min Standzeit wurde bei jeder Laststufe mit dem Aufzeichnen der Rißbilder und mit der Ablesung der Uhren zur Schlupf- und Durchbiegungsmessung begonnen. Die elektronische Messung der Stahl- und Betondehnungen wurde jeweils erst kurz vor dem nächsten Lastanstieg durchgeführt. War eine Belastung nahe der erwarteten Bruchlast erreicht, so wurden zusätzlich Zwischenablesungen zumindest der elektronisch aufnehmbaren Dehnungsmessungen eingeschoben. Auf diese Weise wurden für fünf Versuche Meßdaten unter der späteren Bruchlast gewonnen.

Im Versuch Z3 mußte die kontinuierliche Lastaufbringung bei einer Gesamtlast von 850 kN (d. h. bei ca. 75 % der später erreichten Bruchlast) unterbrochen werden, da sich der Versuchskörper infolge einer Betonfehlstelle an der Stützenauf-lagerung (Hohlräume unter dem Kantenschutz aus L 60 x 6) schräg stellte. Der Prüfkörper mußte zur Behebung des Schadens entlastet werden. Bei der erneuten Belastung am folgenden Tage wurden alle Meßstellen bei Gesamtlasten von 20, 500 und 800 kN erneut abgelesen.

Im Versuch E7 zwangen versuchstechnisch unzulässig große Schrägstellungen der Pressen infolge horizontaler Verschiebungen der Fundamentplatte zur Entlastung nach Erreichen einer Gesamtlast von 1080 kN, d. h. bei ca. 94 % der später erreichten Bruchlast. Nach entsprechender Neueinrichtung der Pressen wurde der Versuchskörper zu Bruch gefahren. Beim Ent- und Belasten wurden die Meßdaten bei Gesamtlasten von 20, 400, 800 und 1000 kN aufgenommen.

Die Bruchlast galt als erreicht, sobald keine weitere Laststeigerung möglich war und die Pressenkräfte abfielen. Bei den Versuchen E2 und E3 trat der Bruch ca. 2 bzw. 5 Minuten nach dem Erreichen einer Laststufe ein. Bei allen anderen Versuchen lagen die Standzeiten unter einer halben Minute. Die Bruchlasten sind in der Übersicht in Bild 2.1 angegeben.

Um das vollständige Bruchbild kenntlich zu machen, wurden die Versuchskörper nach vorübergehender Entlastung erneut belastet. Dem Nachdrücken waren durch die nur beschränkt zulässigen Verformungen der Belastungseinrichtung Grenzen gesetzt, so daß es nur beim Versuch E2 gelang, den vollständigen Kreis des Durchstanzkegels an der Betonoberfläche sichtbar zu machen. Bild 6.1 zeigt einen Versuchskörper nach der Versuchsdurchführung.

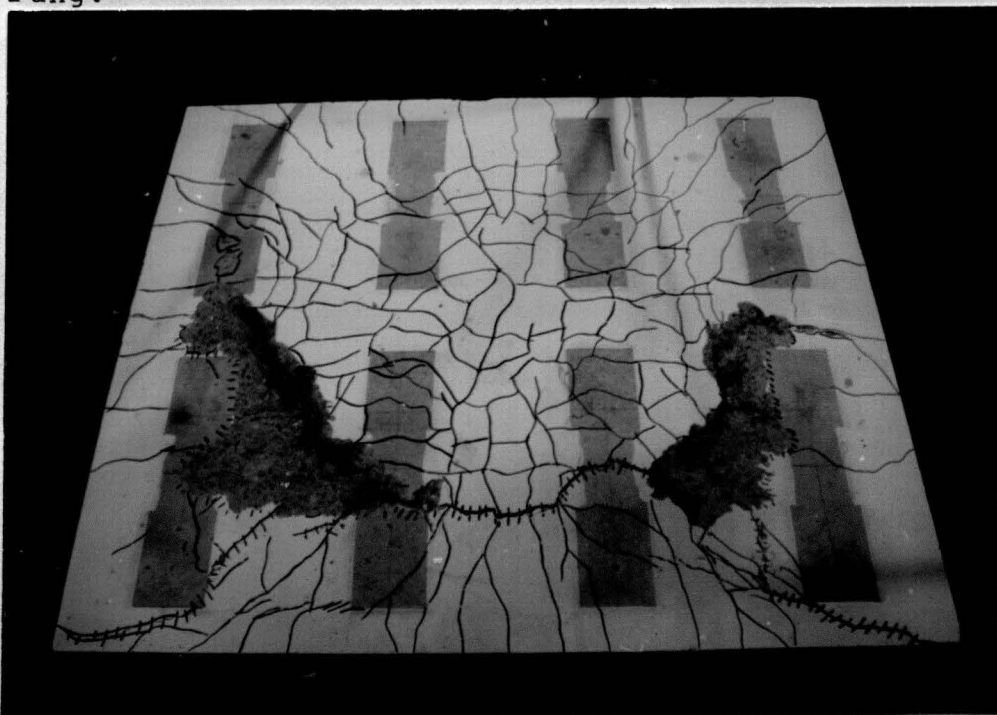


Bild 6.1 Fundament Z1 nach der Versuchsdurchführung
(Großflächige Abplatzungen wurden entfernt)

Die Reißbilder der Fundament-Sohlflächen wurden auf Transparentpapier im Maßstab 1:1 abgezeichnet. Fotomechanisch hergestellte Verkleinerungen dieser Bilder sind im Anhang A als Bild A 6.1 bis A 6.11 wiedergegeben.

Die Durchstanzkegel der Fundamente Z1, E1, E2, E3 und E7 wurden in umsichtiger Stemmarbeit freigelegt (s. Bilder 6.2 und 6.3) und entlang der Hauptachsen und der dazwischenliegenden Winkelhalbierenden vermessen.



Bild 6.2:

Freigelegter Durchstanzkegel des Fundamentes E7
(Blick in Richtung einer Hauptachse)



Bild 6.3:

Freigelegter Durchstanzkegel des Fundamentes E7
(Blick in Richtung einer Winkelhalbierenden)

Die aus den einzelnen Versuchen gewonnenen Meßdaten wurden elektronisch zu Meßergebnissen verarbeitet. Hierbei wurden aus den als vertikale Verschiebungen zwischen der Versuchskörperplatte und dem Hallenboden gemessenen Durchbiegungen die Starrkörperverschiebungen und -verdrehungen der Platte infolge Stauchung und Krümmung der Stütze eliminiert, so daß als Meßergebnisse relative Durchbiegungen der Platte bezogen auf die ruhend gedachte Ebene des Stützenanschlusses oder alternativ auf eine Ausgleichsebene durch die 4 Platteneckpunkte angegeben werden konnten. Aus den Ergebnissen der Durchbiegungsmessungen wurden des weiteren Krümmungen der Plattenoberfläche ermittelt - mathematisch als zweite Ableitungen der quadratischen Parabeln, die durch je drei auf einer Geraden liegende Durchbiegungsmeßpunkte führten.

Sämtliche Meßergebnisse wurden in Tabellenform ausgedruckt und mittels Plotter in Diagrammen (Meßergebnis-Stützenlast-Diagramme) aufgezeichnet. Wie bereits im Abschnitt 5.1 erwähnt, beschränkt sich die Wiedergabe dieser Tabellen und Diagramme im vorliegenden Bericht auf die beispielhaft abgedruckten vollständigen Unterlagen zum Versuch E3 als Anhang B.

7. Versuchsauswertungen

7.1 Allgemeines

Die Meßergebnisse werden vielfach als bezogene Lasten, als Verhältnis der jeweiligen Last zur später erreichten Bruchlast (F/F_u), dargestellt, da diese Bezugsgröße es erlaubt, die Meßergebnisse der insgesamt 11 Versuche sinnvoll miteinander zu vergleichen.

Die Meßergebnisse der Versuche Z3 und E7, bei denen aus versuchstechnischen Gründen der kontinuierliche Belastungsvorgang durch Zwischenentlastungen unterbrochen worden war, dürfen für die nachfolgenden Auswertungen weitgehend ohne Einschränkungen verwendet werden. Da die Plotter-Diagramme der Meßergebnisse auch über die Bereiche der Zwischenentlastungen hinweg gute Kontinuität zeigen, darf davon ausgegangen werden, daß die zwischenzeitlichen Entlastungen keinen bedeutsamen Einfluß auf die Meßergebnisse hatten. Zu beachten ist allerdings, daß die Bruchlast im Versuch Z3 auffällig gering ausfiel, was durch die o. g. Versuchsunterbrechung bedingt sein kann.

7.2 Formänderungen, Riß- und Bruchbild

7.2.1 Rißbildung

Aus den Aufzeichnungen der Risse auf den Sohlflächen der 11 Fundament-Versuchskörper (s. Bild A 6.1 bis A 6.11) ließ sich das im Bild 7.1 wiedergegebene für alle Versuche gleichermaßen gültige Grundmuster der Rißbildung ableiten. In diesem Bild ist der Entstehungszeitpunkt der charakteristischen Risse durch das Verhältnis der jeweiligen Rißlast zur Bruchlast (F/F_u) gekennzeichnet. Die Abweichungen von den angegebenen Werten liegen für alle Versuchskörper fast ausnahmslos unter $\Delta F/F_u = \pm 0,10$ und lassen keine eindeutigen Tendenzen bezüglich Ausmitte, Plattendicke oder anderer Parameter erkennen. Für die der Lastausmittigkeit abgewandten Plattenhälfte konnten keine Angaben gemacht werden, da die entsprechenden Werte der einzelnen Versuche zu stark voneinander abwichen, um die Angabe allgemeingültiger Werte zu rechtfertigen.

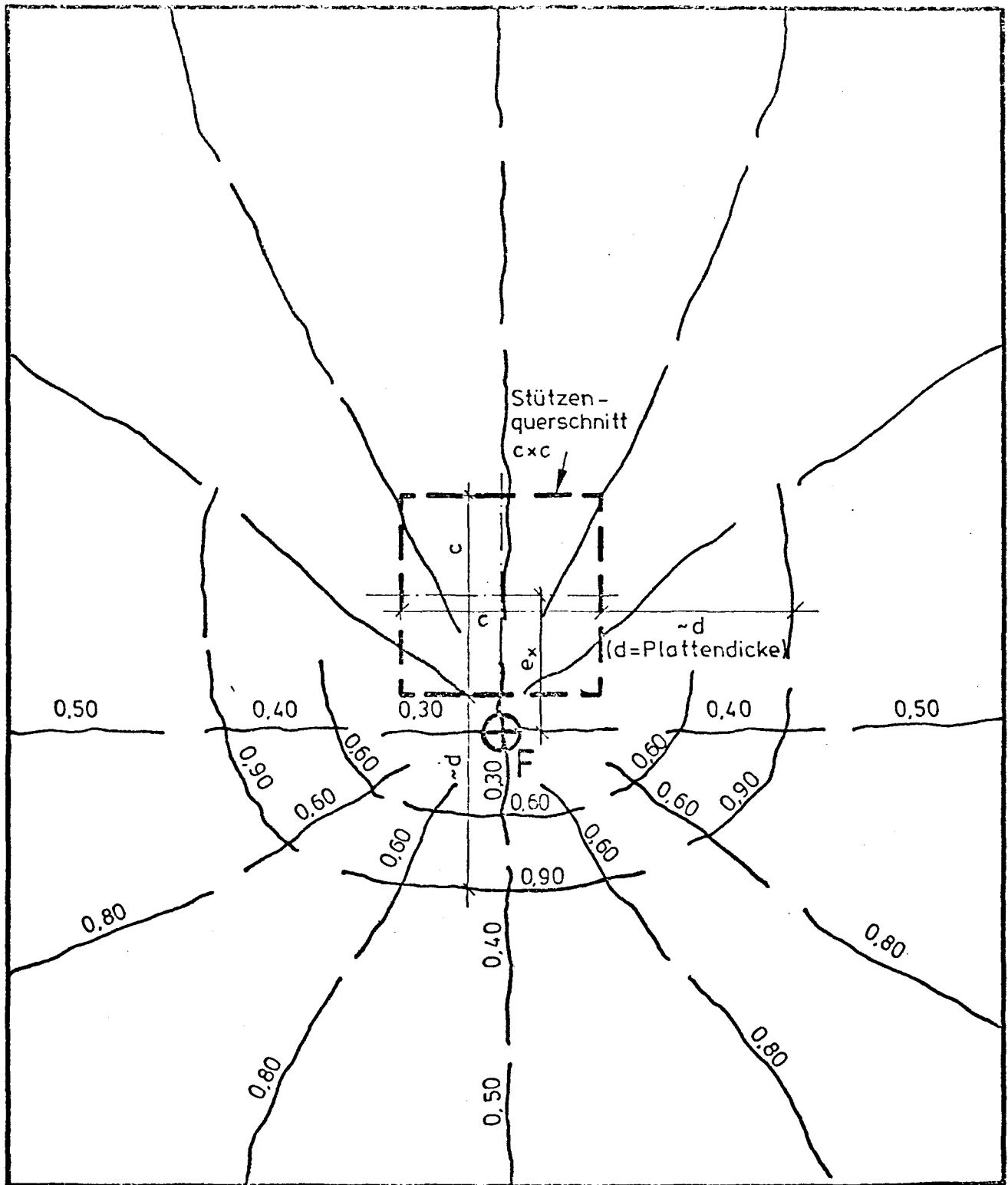


Bild 7.1: Grundmuster der Rißbildung

Die an den charakteristischen Rissen eingetragenen Zahlen geben das Verhältnis F/F_u der jeweiligen Rißlast F zur später erreichten Bruchlast F_u an.

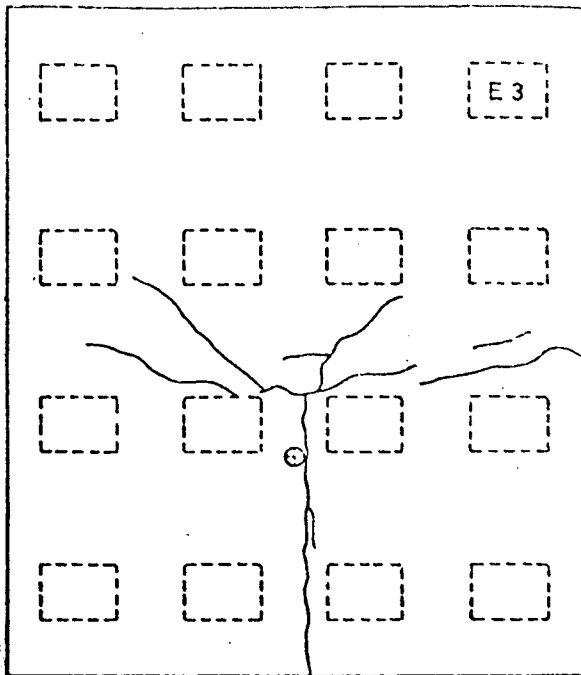


Bild 7.2a: $F = 400 \text{ kN}$
($F/F_u = 0,47$)

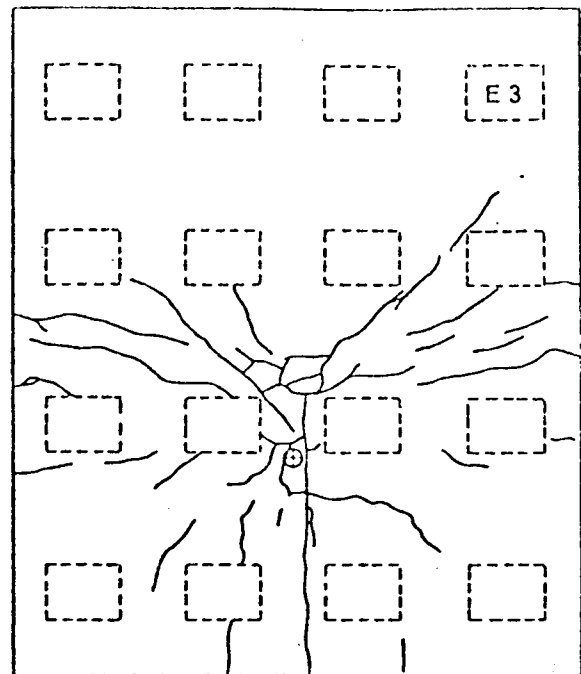


Bild 7.2b: $F = 600 \text{ kN}$
($F/F_u = 0,70$)

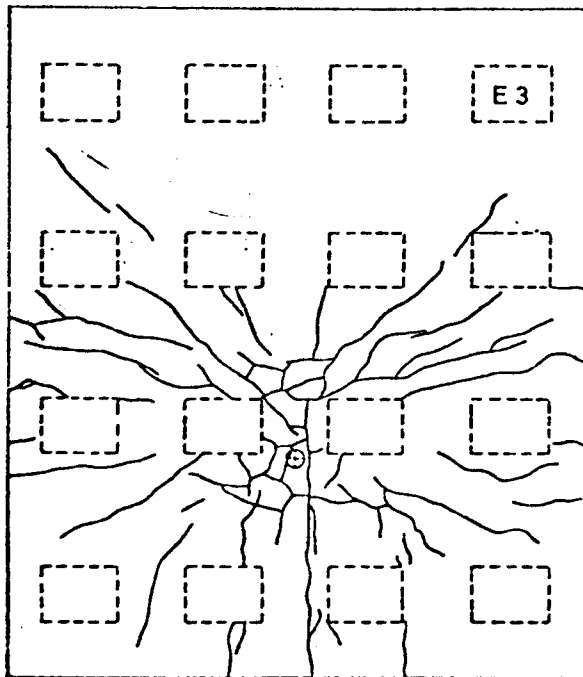


Bild 7.2c: $F = 800 \text{ kN}$
($F/F_u = 0,94$)

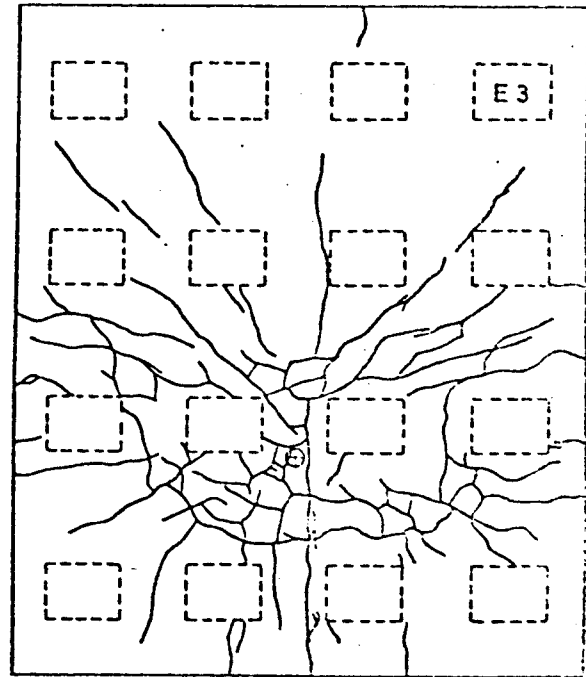


Bild 7.2d: $F = F_u = 850 \text{ kN}$
($F/F_u = 1,00$)

Bild 7.2: Rißentwicklung am Beispiel des Fundamentes E3

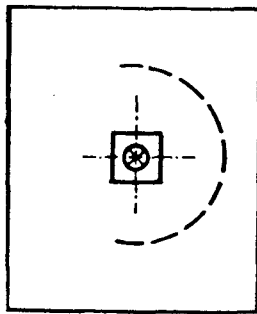
Im Bild 7.2 wurden aus dem Rißbild des Fundamentes E3 (vergl. Bild A 6.6) vier Phasen der Rißentwicklung herausgezogen. Sie verdeutlichen beispielhaft den aus Bild 7.1 abzulesenden in allen Versuchen beobachteten gleichartigen Rißbildungsablauf. Bei $F/F_u \approx 0$, d. h. bei ca. 30 % der späteren Bruchlast, traten die ersten Risse im Zentrum des späteren Rißbildes parallel zu den Plattenrändern auf. Bei $F/F_u \approx 0,5$ erreichten die fortentwickelten Risse die Plattenränder. Bei der weiteren Laststeigerung von $F/F_u \approx 0,6$ bis $F/F_u \approx 0,8$ ergänzten weitere zwischen den Hauptachsenrichtungen vom Zentrum zu den Plattenrändern hin verlaufende Risse das anfänglich kreuzähnliche Rißbild zu einem sternförmigen Rißbild. Bei mittig beanspruchten Versuchskörpern lagen die Zentren der Rißbilder annähernd in der Plattenmitte. Bei ausmittiger Belastung stimmten die Ausmittigkeiten der Zentren annähernd mit den Ausmittigkeiten der Stützenlasten überein.

Zeitlich parallel zur Vervollständigung des sternförmigen Rißbildes traten Risse umlaufend um den beschriebenen Mittelpunkt des Rißbildes auf. Dieser Vorgang begann im Zentrum des Rißbildes bei $F/F_u \approx 0,6$ mit Rissen, die im wesentlichen parallel zur den Hauptrichtungen, d. h. parallel zu den zu allererst aufgetretenen Rissen verliefen; bei $F/F_u \approx 0,9$ entwickelten sich klaffende, den Durchstanzkegel kennzeichnende Risse, die den bevorstehenden Bruch anzeigten.

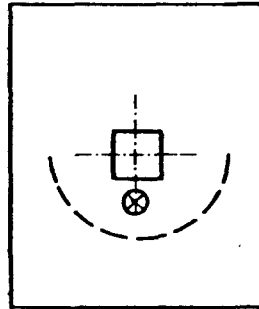
Bis zum Auftreten des Bruches erreichten die Risse i. a. nur Breiten bis zu 0,2 mm, in einzelnen Fällen bis maximal 0,4 mm; nur an einer Rißbreitenmeßstelle des Versuchskörpers Z3 wurde eine Rißbreite bis 0,7 mm gemessen.

7.2.2 Bruchkegel

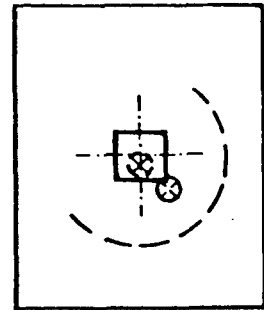
In allen 11 Versuchen zeichnete sich beim Bruch der Durchstanzkegel auf der Sohlfläche der Fundamente nur halbseitig ab. Wie in Bild 7.3 angedeutet, deutete der halbseitige Durchbruch bei mittiger Belastung (Z1 bis Z3) zur kürzeren Plattenseite hin, bei einachsiger stark ausmittiger Belastung (E1 bis E6) in Richtung der Ausmittigkeit und bei geringer einachsiger (E8) und bei zweiachsiger Ausmittigkeit (E7) in Richtung der Winkelhalbierenden zwischen den Hauptachsen.



Mittige Belastung



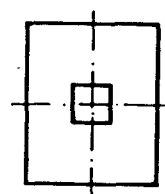
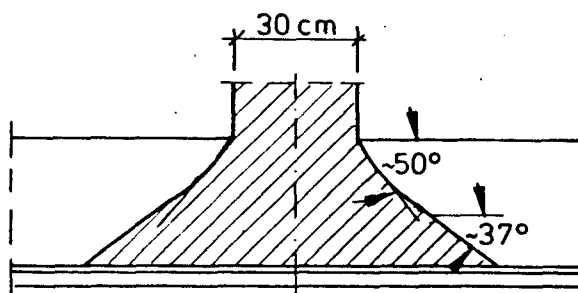
einachsig ausmittige
Belastung



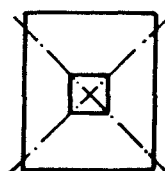
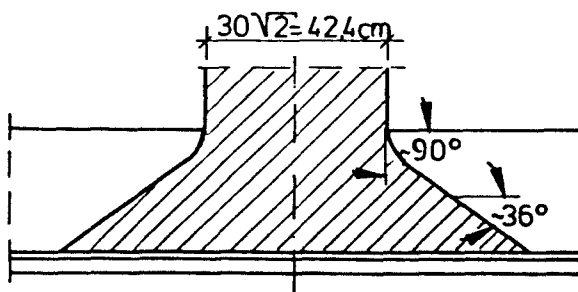
Zweiachsig ausmittige
bzw. geringfügig ein-
achsig ausmittige Be-
lastung

Bild 7.3: Halbseitiger Durchbruch des Durchstanzkegels

Die Aufmaße der 5 freigelegten Bruchkegel lassen keine auffälligen Unterschiede der Bruchkegeloberflächen bezüglich des Betrages und der Richtung der Lastausmitten erkennen. Deutliche Unterschiede dagegen sind zwischen den Schnitten in den Hauptrichtungen und den Schnitten in den dazwischenliegenden Winkelhalbierenden zu bemerken. Aus den Mittelweiten der Aufmaße ergeben sich die in Bild 7.4 skizzierten Schnitte durch den Bruchkegel



(a) Schnitte in Richtung
der Hauptachsen



(b) Schnitte in Richtung
der Winkelhalbierenden

Bild 7.4: Schnitte durch den Durchstanzkegel

Während die Kegeloberfläche im Bereich der annähernd kreisförmigen Kegelbasis in allen Richtungen gleichermaßen um ca. 36° bis 37° gegenüber der Horizontalen geneigt ist, steigt die Neigung im oberen Kegelbereich an den Ecken des Stützenquerschnittes (Schnitte in Richtung der Winkelhalbierenden) deutlich stärker an als an den Kantenmitten des Stützenquerschnittes (Hauptachsen - Schnitte). Die Fotos Bild 6.2 und 6.3 bestätigen diese Beobachtungen, insbesondere auf der Seite der stärkeren Beanspruchung unter der Stützenkopfverbreiterung.

Die genauen Ergebnisse der Kegelaufmaße und der Mittelwertbildungen können dem Bild A 7.1 entnommen werden.

7.2.3 Durchbiegungen und Krümmungen der Platte

An der Fundamentplattenoberseite (im Versuch unten) wurden die Durchbiegungen der Platte bezogen auf den unverschoben und unverdreht gedachten Stützenanschluß bestimmt. Für eine Reihe ausgewählter Meßstrecken sind die Einzelergebnisse im Anhang A als Bilder A 7.2 bis A 7.4 dargestellt. Die Auswertung der Bilder erlaubt die in Bild 7.5 angedeuteten und nachfolgend geschilderten Feststellungen.

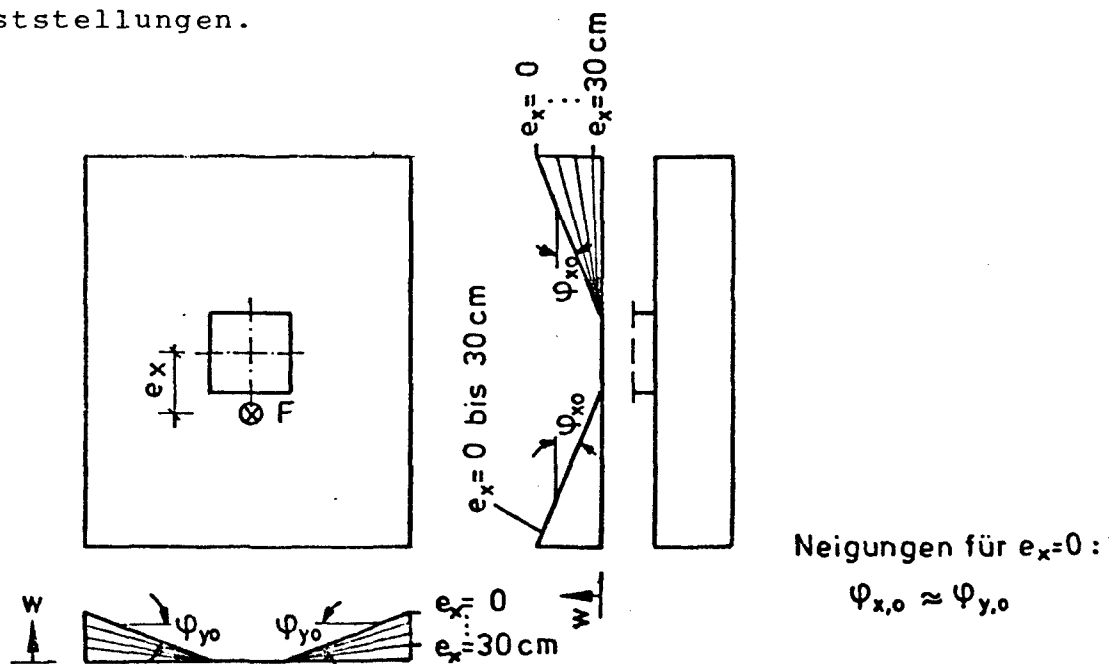


Bild 7.5: Gemittelte Durchbiegungen w , gemessen an der Oberseite der Fundamentplatten, dargestellt für unterschiedliche Lastausmittigkeiten e_x unter gleicher bezogener Last F/F_u .

- Entlang aller vom Stützenanschluß radial ausgehender Meßlinien verlaufen die Biegelinien annähernd gradlinig mit Krümmungen $\kappa = 0$.
- Die Neigung φ_0 der Biegelinien in den Fällen mittiger Belastung ($e_x = 0$) ist in allen Richtungen (Hauptrichtungen und Winkelhalbierende) annähernd gleich groß ($\varphi_{x0} \approx \varphi_{y0}$).
- Bei unterschiedlichen Ausmittigkeiten ($e = 0$ bis 30 cm) unterscheiden sich die Neigungen der in Richtung der Ausmittigkeit weisenden radialen Biegelinien unter gleichen bezogenen Lasten F/F_u nur geringfügig. Die Neigungen der Biegelinien auf der gegenüberliegenden Plattenseite nehmen mit zunehmender Ausmittigkeit ab.
- Bei unterschiedlichen Plattendicken ergeben sich erwartungsgemäß qualitativ keine auffälligen Unterschiede, betragsmäßig dagegen nehmen die unter gleichen bezogenen Lasten F/F_u auftretenden Durchbiegungen mit zunehmender Dicke ab.

7.3 Dehnungen am Stützenanschnitt

7.3.1 Verteilung der Betondehnungen im Stützenquerschnitt

Bei geringen Lastexzentrizitäten ergibt sich am Stützenanschnitt qualitativ die im Bild 7.6 dargestellte Verteilung der Betondehnungen, die bereits experimentell von Moe [6] und spannungsoptisch von Franz und Ritter [7] beobachtet wurde.

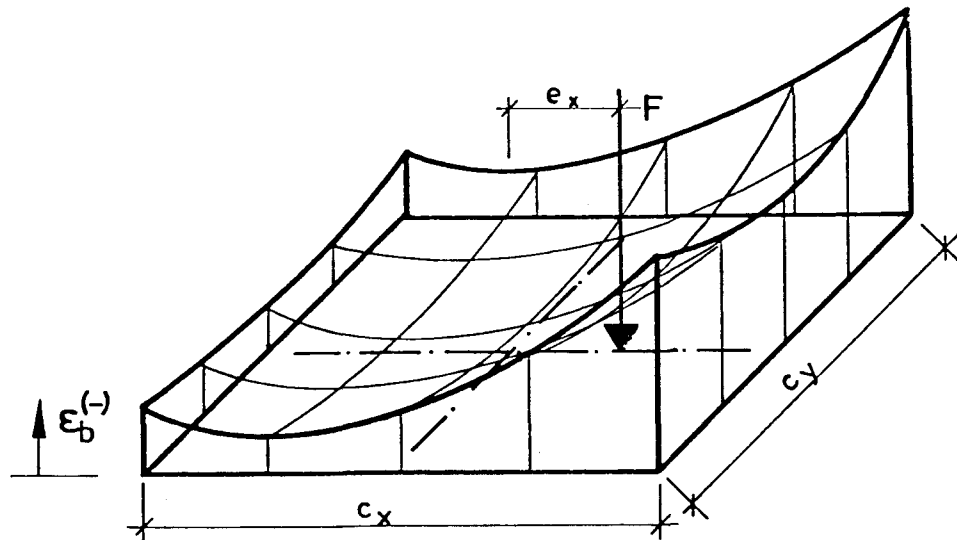


Bild 7.6 Betondehnungen im Stützenanschnitt

Sowohl bei überdrücktem als auch bei gerissenem Stützenquerschnitt weichen die Betondehnungen vom linearen Verlauf, der der Annahme vom Ebenbleiben der Querschnitte entspricht, ab. In den Rand- und Eckbereichen des Stützenquerschnittes - bzw. der Druckzone bei einem gerissenen Querschnitt - sind höhere Stauchungen zu verzeichnen, als in den restlichen Bereichen. Offensichtlich konzentrieren sich die Betondruckkräfte am Stützenanschnitt auf die Rand- und Eckbereiche des Querschnittes.

Die Meßergebnisse aus einigen Versuchen sind im Anhang A in den Bildern A 7.5 bis A 7.9 aufgezeichnet.

7.3.2 Last-Dehnungs-Diagramme am Anschnitt der Stütze

Im Bild 7.7 ist der - qualitativ ähnliche - Verlauf der Dehnungen im Betoninneren, an der Betonoberfläche und am Stahl der Bewehrungsstäbe der Stütze wiedergegeben. Aufgetragen sind die Dehnungen in Abhängigkeit der bezogenen Lasten F/F_u jeweils für die Biegezug- und die Biegedruckseite der Stütze für Versuche unter unterschiedlichen Lastausmittigkeiten.

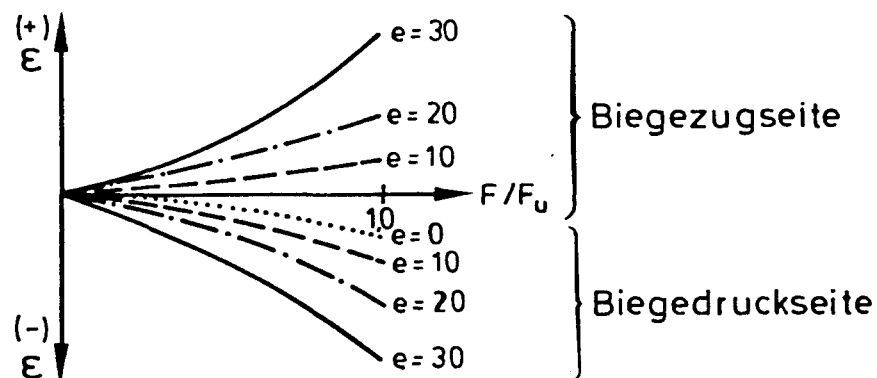


Bild 7.7: Qualitativer Verlauf der Dehnungs-Last-Diagramme für Messungen am Stützenanschnitt

Der erkennbar überlineare Verlauf der Kurven spiegelt neben dem Aufreißen des auf Biegung beanspruchten Stützenquerschnittes auch die Verminderung des Stahl- bzw. Beton-E-Moduls bei steigender Materialbeanspruchung wieder.

Mit zunehmender Exzentrizität der Stützenlast sind auf der Biegedruckseite des Stützenquerschnittes höhere Stauchungen festzustellen. Dies deutet darauf hin, daß dieser Bereich bei ausmittig beanspruchten Fundamenten stärker beansprucht wird als bei mittig belasteten Fundamenten, obgleich die Bruchlasten in den Fällen ausmittiger Belastung deutlich geringer sind (Abnahme bis auf fast die Hälfte) als die Bruchlasten der vergleichbaren Versuche unter mittiger Belastung.

Die Einzelmeßergebnisse können den Bildern A 7.10 bis A 7.12 im Anhang A entnommen werden.

7.3.3 Wirkung einer planmäßigen Konzentration der Stützenlastabtragung auf die Querschnittseckbereiche

Die Fundament-Versuchskörper Z1 und Z2 unterschieden sich ausschließlich durch den Einbau einer nachgiebigen Styroporeinlage im Stützenanschnitt des Versuchskörpers Z2, wodurch die Stützenlast in diesem Versuch auf die Eckbereiche des Stützenquerschnittes konzentriert wurde.

Die am Stützenanschnitt gemessenen Betondehnungen in den Versuchen Z1 und Z2 stehen erwartungsgemäß annähernd im umgekehrten Verhältnis der zur Lastübertragung zur Verfügung stehenden Stützenquerschnittsflächen (1:2,25). Bei den Stahldehnungen hingegen wird dieser Wert mit Verhältnissen um 1:1,0 bis 1:1,5 nicht annähernd erreicht. Letzteres hat vermutlich seine Ursache in der in Stützenlängsrichtung vergleichsweise kurzen Störlänge der Styroporeinlage, deren erhöhte Stauchung sich im Stahl - entsprechend der Eintragungslänge der Verbundspannungen zum Aufbau höherer Stahlspannungen - über einen längeren Bereich auswirkt und sich damit in geringerem Maße als im Beton durch erhöhte Stauchungen abzeichnet.

7.4 Dehnungen der Zugbewehrung der Platte

Die an 10 Versuchskörpern an den Enden der Platten-Biegebewehrung gemessenen Schlupfwege lagen bis zum Erreichen der Bruchlasten im allgemeinen deutlich unter 0,1 mm, in einzelnen Fällen erreichten sie Werte von 0,2 mm. Die Werte lassen nach Rehm [4] und Martin [5] im Einklang mit den beobachteten Riß- und Bruchbildern - geschlossene Ablösungen der Betondeckung wurden nicht beobachtet - die Aussage zu, daß in keinem der Versuche Verbundversagen als Bruchursache anzusehen ist.

Die Dehnungsmessungen an der Zugbewehrung und am Beton der Biegedruckzone konzentrierten sich auf den engeren Bereich um den Stützenanschluß. Weiterreichende Dehnungsmessungen, die Aufschluß über Verteilung und Verlauf der Biegemomente im gesamten Plattenbereich geben könnten, wurden nur in geringem Umfang, vornehmlich an den Fundamenten Z1, E1 und E7, durchgeführt. Die wichtigsten Ergebnisse dieser Messungen sind in den Bildern A 7.13 bis A 7.15

des Anhanges A dargestellt. Wegen der auf das Durchstanzen abgestellten Thematik der Arbeit beschränken sich die Betrachtungen an den anderen Platten auf die in Bild 7.8 angegebenen 4 Meßpunkte in Stütznähe.

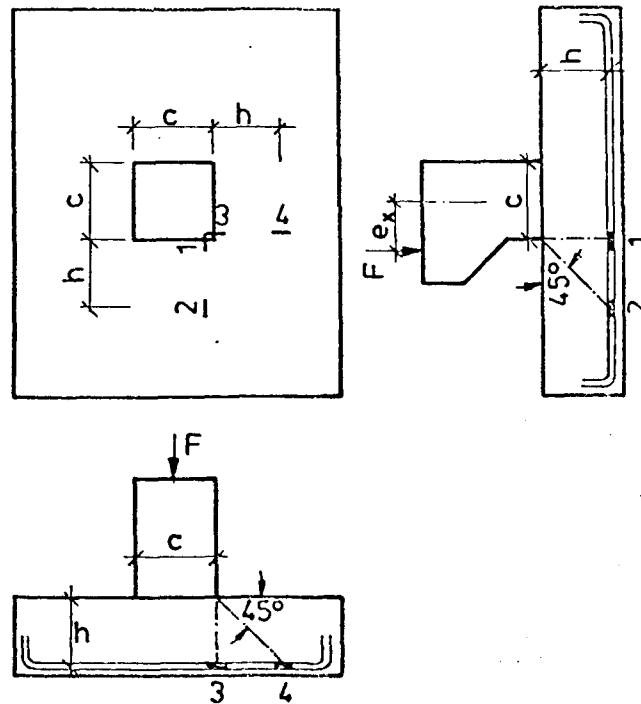


Bild 7.8: Meßpunkte 1 bis 4 der Dehnungsmessungen an der Platten-Biegebewehrung

Die Mittelwerte der in den einzelnen Versuchen an den zugeordneten Meßstellen gemessenen Dehnungen sind in den Bildern A 7.16 bis A 7.18 in Abhängigkeit der bezogenen Lasten F/F_u aufgetragen. Die Auswertung führt zu folgenden Aussagen:

- Die Verläufe der über F/F_u aufgetragenen Dehnungen weisen ausnahmslos deutlich erkennbare Knickpunkte auf, die offensichtlich das Aufreißen der Querschnitte kennzeichnen.
- Die Richtung der maximalen Beanspruchungen (maximale Dehnungen, frühestes Aufreißen des Querschnittes) stimmte jeweils mit der Richtung überein, in der beim Bruch der halbkreisförmige Durchstanzkegel im Rißbild sichtbar wurde (vergl. Abschnitt 7.2.2).

- Die Entfernung jener Punkte vom Plattenmittelpunkt, in welchen in den beiden Hauptrichtungen die maximalen Beanspruchungen beobachtet wurden, nahm - ähnlich dem Abstand des Zentrums des Rißbildes von der Plattenmitte (vergl. Abschnitt 7.2.1) - mit zunehmender Stützenlastexzentrizität zu. In Plattenquerrichtung ($e_y = 0$, nur bei E7 $e_y = 10$ cm) wurden die maximalen Beanspruchungen ausnahmslos am Plattenanschnitt zur Stütze, also im Meßpunkt 3, festgestellt, in Plattenlängsrichtung dagegen je nach Lastexzentrizität ($e_x = 0$ bis 30 cm) am Anschnitt (im Meßpunkt 1) oder weiter entfernt davon (maximal im Meßpunkt 2).
- Die im Meßpunkt 1 gemessenen Dehnungen verlaufen für alle Fundamente mit mittig angeordneter 30 x 30 cm starker Stütze unabhängig von der Stützenlastausmittigkeit und von der Plattendicke sowohl qualitativ (Knickpunkt bei ca. $F/F_u = 0,3$) als auch betragsmäßig (beim Bruch $\epsilon_{su} \approx 1,8$ ‰) auffällig gleichartig. Deutlich hiervon abweichende Kurvenverläufe dagegen zeigen die Versuche mit vermindertem Stützenquerschnitt und mit ausmittig angeordneter Stütze. Die in diesen Fällen beobachteten höheren Beanspruchungen spiegeln offensichtlich die bei diesen Versuchen bei vergleichbarer Querkraftbeanspruchung auftretenden größeren Biegemomente wieder.
- Nur in drei Versuchen wurden Dehnungen der Platten-Biegebewehrung gemessen, die auf ein beginnendes Fließen des Bewehrungsstahls schließen lassen. Bei den Güteprüfungen der verwendeten Bewehrungsstähle wurde die Elastizitätsgrenze ($\beta_{0,01}$ -Grenze) bei $\epsilon_s = 1,7$ bis 2,0 ‰ und die Streckgrenze ($\beta_{0,2}$ -Grenze) bei $\epsilon_s \approx 4$ ‰ erreicht. Dehnungen über 2 ‰, die auf beginnendes Fließen schließen lassen, wurden in Plattenlängsrichtung bei den Versuchen E4 und E5 (Stütze ausmittig angeordnet bzw. Stützenquerschnitt und Plattendicke vermindert) und in Querrichtung beim Versuch E7 (Stützenlastausmittigkeit auch in Querrichtung) beobachtet.

Die größten Dehnungen, ca. 3,5 ‰, wurden im Versuch E4 zwischen den Meßpunkten 1 und 2 an Dehnungsmeßstellen im Abstand der halben statischen Nutzhöhe vor der Stützenvorderkante festgestellt.

In den anderen beiden Versuchen waren zwischen den Meßpunkten 1 und 2 bzw. 3 und 4 keine Dehnungsmeßstellen angeordnet, so daß vergleichbare Aussagen zu diesen Versuchen nicht möglich sind. Die an den Meßpunkten 1 bzw. 3 unter der Stützenvorderkante gemessenen Dehnungen lagen bei allen drei genannten Versuchen zwischen 2,3 und 2,5 ‰.

7.5 Dehnungen an der Biegedruckseite der Platte

Die Dehnungsmessungen beschränkten sich weitestgehend auf einen engen stützennahen Bereich der Platte. Da die Meßstellen, die aufgrund von Symmetriebedingungen als gleichwertig anzusehen sind, auffällig starke Unterschiede in den Meßergebnissen zeigten, sind nur in einem äußerst begrenzten Maße Aussagen über den Dehnungsverlauf auf der Biegedruckseite der Platte möglich. Die Auswertungen beschränken sich deshalb auf die Darstellung statistischer Mittelwerte der Meßergebnisse aus den 11 Versuchen für zwei ausgewählte Meßstellen (vergl. Bild 7.9).

Während die Stauchungen an der Stützenecke (Meßpunkt 1) annähernd linear zunehmen, fallen die Stauchungen in Kantenmitte (Meßpunkt 2) nach einem Maximum bei $F/F_u \approx 0,75$ wieder auf ca. 70 % des Maximalwertes ab. Für diese Erscheinung stehen zwei Erklärungsmöglichkeiten offen:

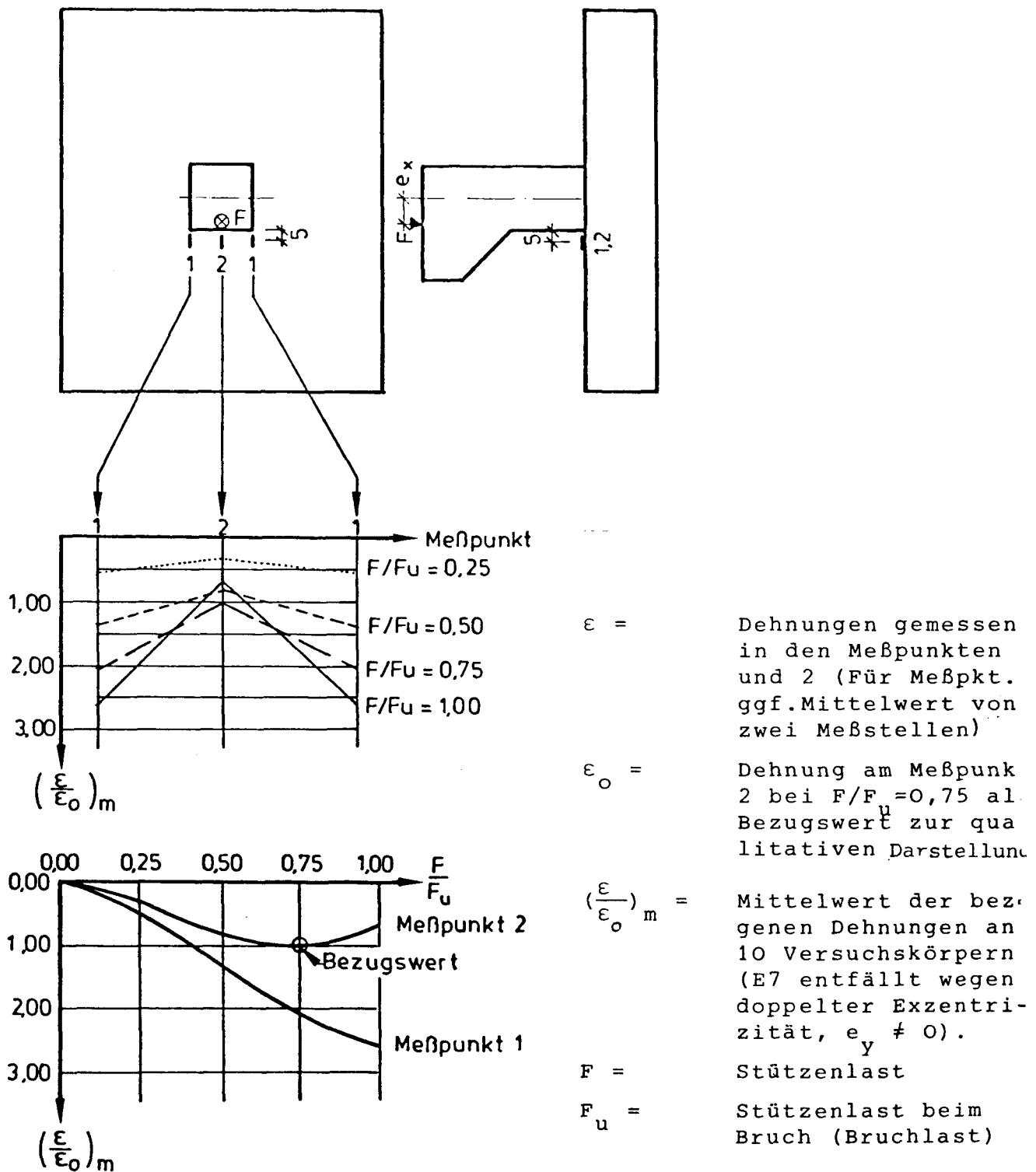


Bild 7.9: Dehnungen am Beton in Stützennähe - qualitative Darstellung der Mittelwerte aus 10 Versuchen -

- (a) Mit zunehmender Last konzentrieren sich die Stützendruckkräfte verstärkt auf die Ecken des Stützenquerschnittes. Dies steht in Verbindung mit den Biegungen der Platte in Querrichtung und hat verstärkte Biegedruckkräfte der Platte nahe den Ecken des Stützenanschlusses zur Folge.
- (b) Den Stauchungen der Biegedruckzone überlagern sich Zugspannungen aus den Verträglichkeitsbedingungen bei Berücksichtigung der Krümmungen in Plattenquerrichtung. Bild 7.10 verdeutlicht dies.

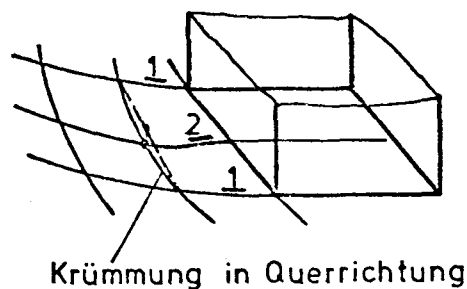


Bild 7.10: Dehnungen am Meßpunkt 2 als Folge der Plattenkrümmung in Querrichtung.

7.6 Dehnungen im Beton der Platte im Bereich des unter 45° Neigung erwartenten Durchstanz-Schubbrisses

7.6.1 Allgemeines

Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen an einigen ausgewählten Meßstellen der drei in Bild 7.11 gekennzeichneten Schnitte A, B und C sind im Anhang A als Bilder A 7.19 bis A 7.24 dargestellt. Die Dehnungen sind in Abhängigkeit der bezogenen Lasten F/F_u aufgetragen. Die Auswertung führt zu nachfolgenden Ergebnissen:

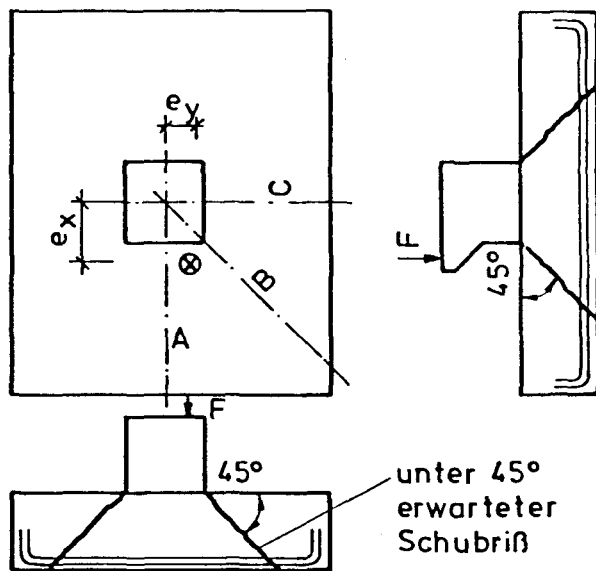


Bild 7.11: Lage der untersuchten Schnitte A, B und C

7.6.2 Betonstauchungen

In Bild 7.12 ist ein typisches Beispiel für den Verlauf der Stauchungen entlang einer von der einspringenden Ecke ausgehenden unter 45° gegen die Plattenoberfläche geneigten Meßlinie wiedergegeben. An der einspringenden Ecke wurden bei fast allen Fundamenten Stauchungen bis zwischen 8 und 10 ‰ beobachtet, die auf hohe Spannungspitzen an dieser Stelle hinweisen. Nach den Ausführungen zur Dehnungsverteilung im Stützenanschnitt im Abschnitt 7.3.1 war dies zu erwarten.

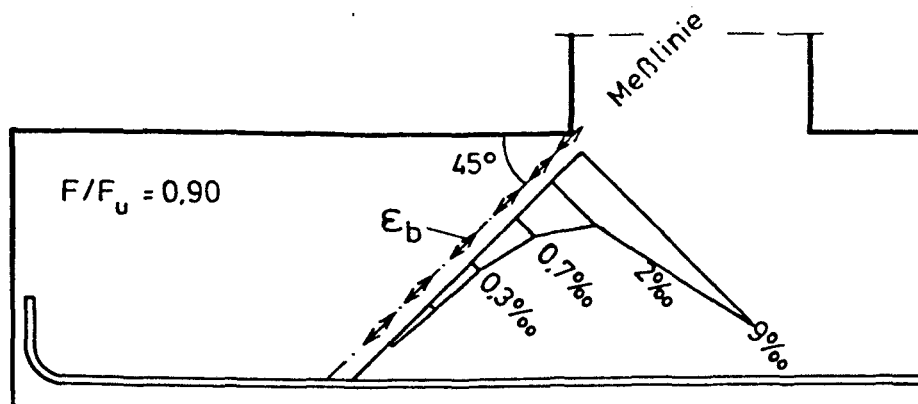


Bild 7.12: Beispiel für den Verlauf der Betonstauchungen entlang einer unter 45° geneigten Meßlinie bei 90 ‰ der Bruchlast ($F/F_u = 0,90$).

Die über F/F_u aufgetragenen Stauchungen (s. Bild 7.13) verlaufen alle gekrümmt, aber ohne ausgeprägten Knickbereich, d. h. eine überlineare Zunahme der Stauchungen ist zwar abzulesen, eine auffällige Veränderung des Krümmungsverlaufes z. B. infolge von Rißbildungen ist hingegen nicht zu erkennen.

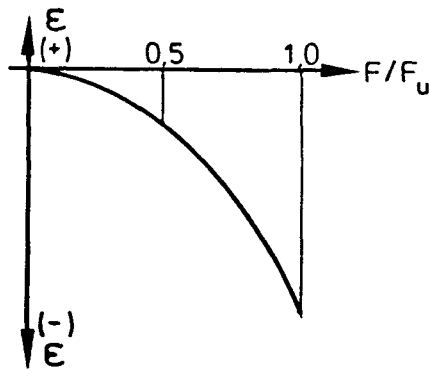


Bild 7.13: Qualitativer Verlauf der über F/F_u aufgetragenen Betonstauchungen

Die einander entsprechenden Meßwerte der verschiedenen Versuchskörper verlaufen weitgehend fast gleichartig; eindeutige Wirkungen der Parameter Lastausmittigkeit, Plattendicke oder Stützenquerschnitt und -stellung sind nicht festzustellen. Lediglich der Versuch E7 unter zweiachsig ausmittiger Belastung läßt erwartungsgemäß zur stärker beanspruchten Plattenseite hin vergleichsweise größere Stauchungen erkennen.

7.6.3 Betondehnungen:

Betondehnungen wurden im Bereich des unter 45° Neigung erwarteten Durchstanz-Schubrisses entlang der in Bild 7.14 angegebenen Meßlinien gemessen.

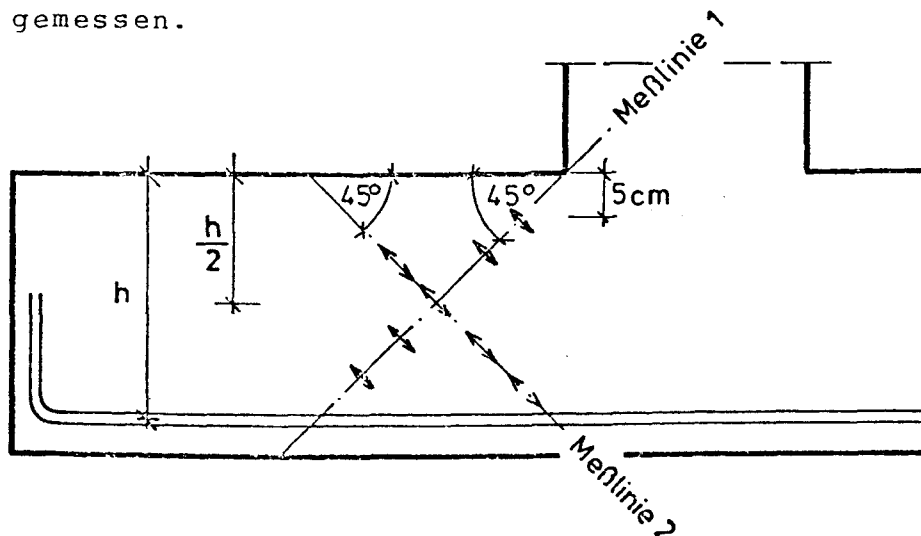


Bild 7.14: Lage der Meßlinien zur Betondehnungsmessung (Lage der Schnitte in der Aufsicht s. Bild 7.11).

Der allen Meßstellen gemeinsame qualitative Verlauf der über F/F_u aufgetragenen Dehnungen ist in Bild 7.15 skizziert. Die

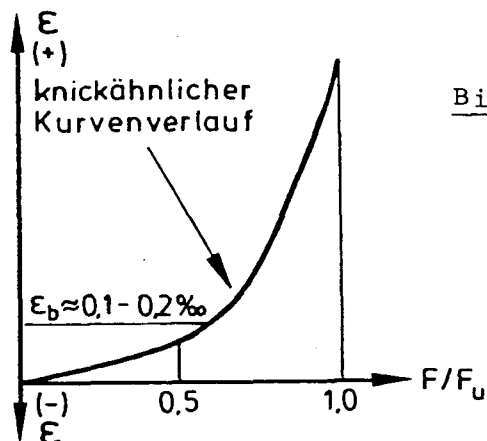


Bild 7.15: Qualitativer Verlauf der über F/F_u aufgetragenen Betondehnungen

Kurven weisen ausnahmslos bei $\epsilon_b = 0,1$ bis $0,2$ ‰ starke knickähnliche Krümmungen auf, die offensichtlich durch das Aufreißen des Betons bedingt sind. Oberhalb des Knickbereiches sind die Meßergebnisse wegen der nicht erfaßbaren Lage der Einzelrisse und der nicht bekannten Verbundbedingungen zwischen den Dehnmeßstreifenträgern und dem umgebenden Beton nur von begrenztem Aussagewert und werden deshalb im folgenden nicht weiter herangezogen.

Von Bedeutung hingegen sind Feststellungen bezüglich der beim Aufreißen des Betons (Knickbereich der Kurven) verzeichneten Last. Das Aufreißen des Betons beginnt an der Biegezugseite der Platte (Fundamentunterseite) ab $F = 0,3$ bis $0,6 \cdot F_u$ und ist im allgemeinen bereits nach einer weiteren Laststeigerung von weniger als $\Delta F = 0,1 \cdot F_u$ an der obersten Meßstelle der Meßlinie 1 (5 cm unter der Betonoberfläche der Biegedruckseite) zu verzeichnen.

Die Meßergebnisse deuten darauf hin, daß bei allen mittigen oder nur einachsigen ausmittigen Versuchen die Bildung von Rissen im Bereich des späteren Durchstanz-Schubbrisses im Schnitt A (s. Bild 7.11, Schnitt in Richtung der längeren Plattenseite) begann und sich umlaufend (Schnitt B, Schnitt C) fortsetzte. Diese Beobachtung steht im Gegensatz zu den Beobachtungen an der

Biegebewehrung im stützennahen Bereich (s. Abschnitt 7.4), deren stärkste Beanspruchung jeweils in der Richtung auftrat, in der beim späteren Bruch der halbkreisförmige Durchstanzkegel auf der Biegezugseite hervortrat (s. Abschnitt 7.2.2 und Bild 7.3). Für den Versuch unter zweiachsig ausmittiger Beanspruchung (E7) lassen die Meßergebnisse keine eindeutige Aussage zu; die Rißbildung scheint in den drei Schnitten A, B und C nahezu gleichzeitig begonnen zu haben.

Die Kurven der Versuchskörper E4 und E7 (Stütze ausmittig angeordnet bzw. Stützenquerschnitt und Plattendicke vermindert) weisen auf - im Vergleich zu den restlichen Versuchskörpern - frühe Rißbildungen im maßgebenden Schnitt A hin. Dieser Hinweis auf vergleichsweise hohe Beanspruchungen dieser Versuchskörper entspricht den im Abschnitt 7.4 über die Dehnungen der Plattenbiegebewehrung mitgeteilten Beobachtungen.

8. Tragverhalten und Bruchmechanismus

Das Tragverhalten der Fundamente läßt sich anhand des Bildes 8.1 erläutern:

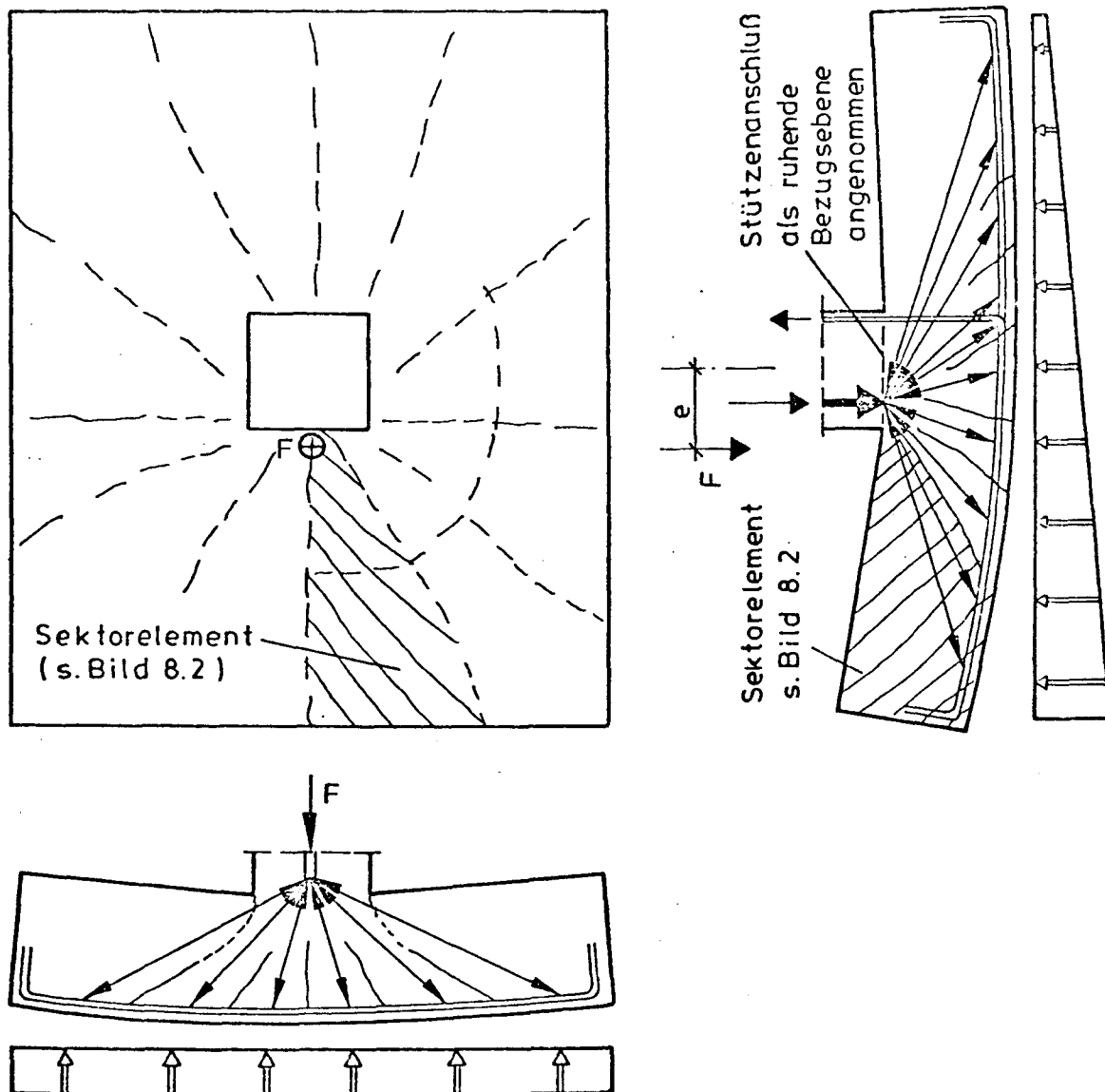


Bild 8.1: Modell zum Tragverhalten

Die beobachtete Rißbildung und die festgestellten Formänderungen der Fundamentplatten weisen im Einklang mit den gemessenen Stahl- und Betondehnungen auf das skizzierte Tragmodell hin, das im wesentlichen den Beobachtungen von Kinnunen und Nylander [8] entspricht. Sternförmig annähernd von der Achse der - ggf. ausmittig angreifenden - Stützenlast ausgehende Risse zerlegen die Fundamentplatte in Sektorelemente (s. Bild 8.2), die zum Rißzentrum hin ihre Begrenzung in der Oberfläche des späteren Durchstanzkegels finden.

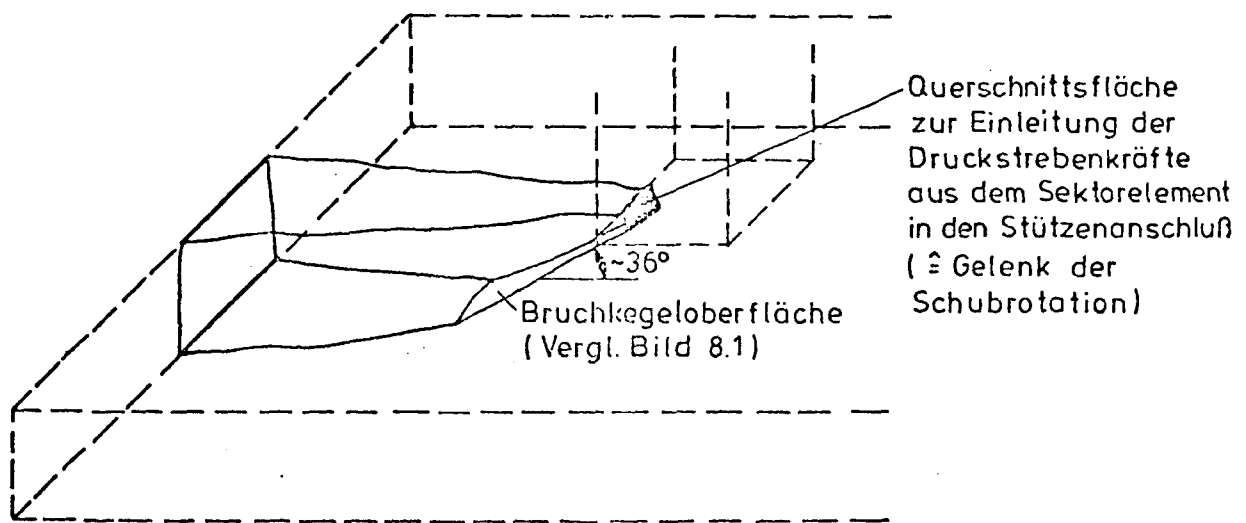


Bild 8.2: Sektorelement

Die Sektorelemente sind in sich starr. Sie haben ihren Drehpunkt (Schubrotation) in der Plattenbiegedruckzone am Stützenrand. Die Verdrehung der Elemente resultiert im wesentlichen aus starken radialen Dehnungen der Plattenbiegezugzone innerhalb der Kegelgrundfläche. Diese Dehnungen treten durch entsprechende umlaufende bzw. im Rißzentrum kreuzweise verlaufende Risse in Erscheinung.

Das Tragmodell ist annähernd rotationssymmetrisch. In der Auswertung der Versuchsergebnisse (Kap. 7) sind die an den Versuchskörpern beobachteten Abweichungen vom rotationssymmetrischen Beanspruchungszustand herausgestellt. Die Abweichungen sind teils lastbedingt (Ausmittigkeit der Stützenlast) teils systembedingt (rechteckige Stützenquerschnitts- und Plattenabmessungen, Zweibahnenbewehrung). In weiterführenden theoretischen

Betrachtungen hierzu, die über den Rahmen dieser Arbeit hinausgehen, wären u. a. auch Überlegungen zum Biegetragverhalten von Platten unter Beanspruchungen schiefwinklig zu den Bewehrungsrichtungen anzustellen.

Betrachtet man die Beanspruchungen, die an Fundamenten gleicher Betonabmessungen und gleicher Plattenbewehrung jedoch unterschiedlicher Lastausmitte im Umkreis um den Stützenanschluß in der Platte beobachtet wurden, so stellt man fest, daß die Beanspruchungen auf der in Richtung der Ausmitte weisenden Plattenseite zwar erwartungsgemäß bei gleichen absoluten Stützenlasten mit zunehmender Ausmittigkeit deutlich anwachsen, bei gleichen bezogenen Lasten F/F_u hingegen auffällig gleichartig sind. Dies legt die Vermutung nahe, daß allein die maximale, im Umkreis um den Stützenanschluß auftretende Beanspruchung maßgebend für die Durchstanztragfähigkeit eines Einzelfundamentes ist und daß es deshalb dem tatsächlichen Tragverhalten von Fundamenten entspricht, wenn die Bemessung exzentrisch beanspruchter Fundamente mittels geeigneter Ansätze auf die Bemessung zentrisch beanspruchter Fundamente zurückgeführt wird.

In der Skizze zum Tragmodell (Bild 8.1) sind Zug- und Druckstreben eingetragen, die die Lastabtragung verdeutlichen. Die Abstützung der Sektorelemente in der Plattenbiegedruckzone an den einspringenden Kanten des Stützenanschlusses, bzw. der entsprechende Verlauf der Druckstreben im Stützenanschnitt erklären die beobachteten Konzentrationen der Stützendruckkräfte auf die Ränder und Ecken der Stützenquerschnitte (vergl. Abschnitt 7.3.1, Bild 7.6). Diese beobachteten Spannungskonzentrationen haben eine zusätzliche Erklärung in der Krümmung der Platte im Bereich des Stützenanschlusses (s. Bild 8.3), da die Platte die Tendenz zeigt, sich an den Stützenkanten bzw. -ecken anzudrücken und sich im Stützeninnern von der Stütze zu lösen.

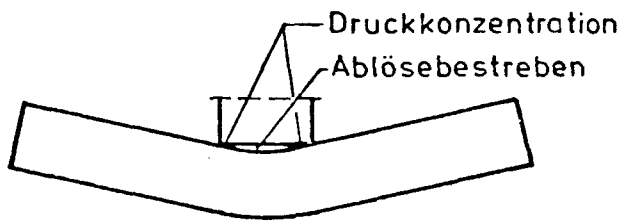


Bild 8.3: Verträglichkeitsbedingungen am Stützenanschluß

Das beschriebene und in Bild 8.1 verdeutlichte Tragmodell ist - bei ausmittig belasteten Fundamenten zumindest auf der in Richtung der Ausmittigkeit weisenden Plattenseite - bereits bei einer Belastung von ca. 40 bis 60 % der Bruchlast fast vollständig ausgebildet. Bei weiter fortschreitender Belastung erhöhen sich die Verformungen - bezogen auf die Laststeigerung - überlinear. Insbesondere die Stahldehnungen der Plattenbiegebewehrung und in noch größerem Maße die Rißbildungen bzw. aufsummierten Betondehnungen im Bereich des späteren Durchstanzschubrisses wachsen im Verhältnis zur Last stark überproportional an, wodurch sich der der späteren Bruchkegeloberfläche entsprechende Bruchriß (s. Bild 8.4) zunehmend öffnet, sich die durch den Riß getrennten Teile gegeneinander verdrehen und die zur Druckkraftübertragung zur Verfügung stehende Fläche zunehmend eingeschnürt wird. Eine bei der Rißbildung anfänglich eventuell noch zur Schubkraftübertragung wirksame Verzahnung der Rißufer wird wirkungslos und erhöht ggf. die in der Druckzone zu übertragende Querkraft, was beim Fachwerkmodell einer stärkeren Neigung der Druckstreben entspricht.

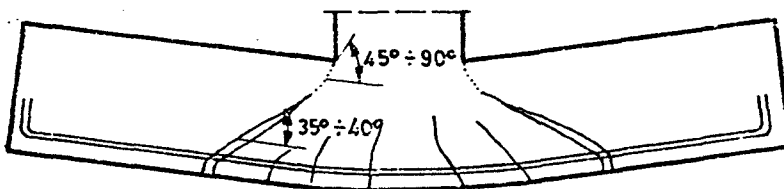


Bild 8.4.: Bruchriß beim Durchstanzen

Der Bruch tritt ein, wenn der Beton im Gelenk der Schubrotation, d. h. in der eingeschnürten Platten-Biegedruckzone am Rande des Stützenanschlusses, unter der konzentrierten dreiachsialen Beanspruchung versagt. Der Bruchriß (anfängliche Neigung ca. 35 bis 40°) setzt sich dabei unter erhöhter Neigung (ca. 45 bis 90°, siehe auch Bild 7.4) und die zugeordnete Fachwerk-Druckstrebe schneidend bis zur einspringenden Kante des Stützenanschnittes fort.

Die Beschreibung des Bruchvorganges verdeutlicht, daß das Durchstanzen kein reines Schubproblem ist, sondern daß neben der Querkraftbeanspruchung auch die Biegebeanspruchung von wesentlicher Bedeutung ist. Der Nachweis der Durchstanzsicherheit nach DIN 1045 trägt dieser Tatsache Rechnung, indem die Größe der Plattenbiegebewehrung berücksichtigt wird. Unberücksichtigt bleibt jedoch die jeweils vorliegende Biegebeanspruchung der Platte, die sich in einer Art "Schubschlankheit" - in der Schubtheorie einachsiger gespannter Tragwerke (s. z. B. [9]) definiert als $\lambda = \frac{M}{Q \cdot h}$ - äußert.

Bezuglich der Frage, in welchem Maße die Umlagerung eines Teiles der Stützenlast vom Beton in den Stahl infolge Schwinden und Kriechen des Betons bei langzeitiger Belastung die Durchstanztragfähigkeit vermindert, ist das Verhältnis der Bruchlasten der Versuche Z1 und Z2 zueinander von Interesse. Bei der erzwungenen Umlagerung von ca. 50 % der Stützenlast aus dem Querschnittsinnern in die Eckenbereiche verminderte sich die Tragfähigkeit auf 82 % (Ermittelt unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Werkstofffestigkeiten, s. Ab. 9.2, Bild 9.7) der bei ungestörtem Stützenanschluß gemessenen Bruchlast. Mit einer größenordnungsmäßig ähnlichen Abminderung muß - solange hierzu keine Ergebnisse aus Langzeitversuchen vorliegen - bei stark bewehrten Stützen gerechnet werden, da dort ähnlich große Druckkraftumlagerungen im Stützenquerschnitt möglich sind.

9. Vergleich der Bruchlasten mit den zulässigen Lasten nach DIN 1045 und mit den Ergebnissen anderorts durchgeführter Versuche

9.1 Allgemeines

Vergleiche zwischen Versuchsserien verschiedener Autoren zum Studium bestimmter Versuchsparameter setzen voraus, daß alle jeweils nicht interessierenden Versuchsparameter aus den Versuchsergebnissen in geeigneter Weise eliminiert werden können. Der Einfluß der wesentlichen Parameter (Baustofffestigkeiten, Abmessungen, Bewehrung, Lastanordnung) wird jedoch in den in der Literatur vorliegenden Versuchsberichten nicht immer eindeutig beschrieben. In den vorliegenden Bemessungsvorschlägen sowie in nationalen und internationalen Stahlbetonvorschriften werden diese Parameter außerdem höchst unterschiedlich bewertet. Eine kritische Diskussion der möglichen bzw. vorliegenden Bemessungsansätze geht über den Rahmen dieser Arbeit hinaus. Um den Bezug zu den deutschen Stahlbetonbestimmungen herzustellen, wird nachfolgend der Einfluß der einzelnen Parameter in der Weise angenommen, wie es das Bemessungsverfahren der DIN 1045, Abschnitt 22.5 und 22.7 vorsieht. Es wird jedoch der in Abschnitt 1 bereits als unzureichend erkannte Erhöhungsfaktor der rechnerischen Schubspannung zur Berücksichtigung ausmittig angreifender Stützenlasten durch einen geeigneteren Ansatz ersetzt. Seine Herleitung wird nachfolgend dargestellt.

9.2 Ansatz zur zutreffenden Berücksichtigung von Stützenlastausmittigkeiten beim Durchstanzsicherheitsnachweis nach DIN 1045

9.2.1 Theoretische Grundlage

Am Beispiel eines rechteckig um den Stützenanschluß geführten Schnittes läßt sich der theoretische Grundgedanke erläutern (Bild 9.1).

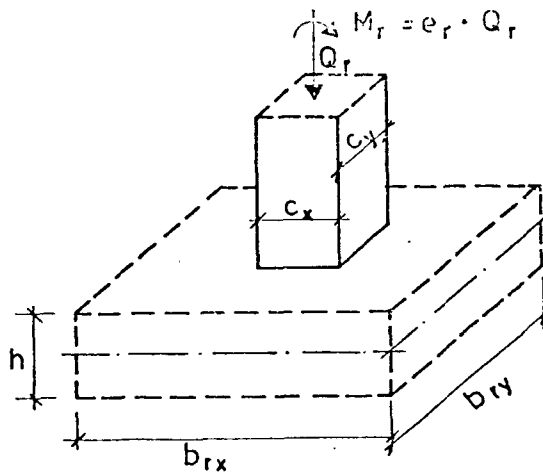


Bild 9.1:

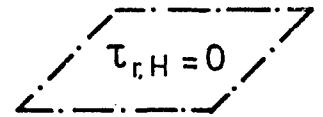
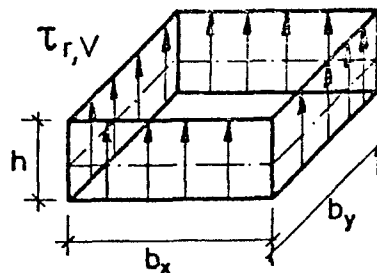
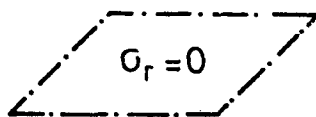
Stützenanschluß und rechteckig
angenommener maßgebender Schnitt
in der Platte

Q_r und M_r sind die Anteile der Stützennormalkraft und des Stützenbiegemomentes, die mit den aufintegrierten Plattenquerkräften q_r und -biegemomenten m_r im dargestellten maßgebenden Schnitt im Gleichgewicht stehen. Die ggf. innerhalb des Plattenausschnittes $b_{rx} \cdot b_{ry}$ angreifenden Flächenlasten sind der Übersichtlichkeit halber aus der Betrachtung herausgelassen.

Annahme 1: Die Schubspannungsverteilungen sind ausschließlich linear.

Nimmt man auch die Normalspannungsverteilungen in der Platte linear an, so ergeben sich die in Bild 9.2 gezeichneten Spannungsverteilungen.

inf. Q_r :



inf. M_r :

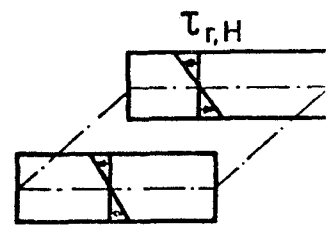
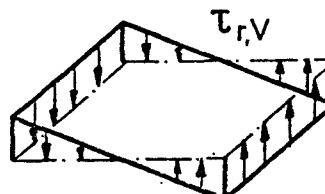
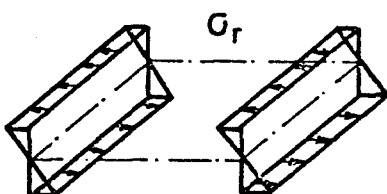


Bild 9.2: Spannungen im maßgebenden Schnitt unter der Annahme linearer Spannungsverteilungen

Das Gesamtmoment M_r läßt sich entsprechend aufteilen in

$$M_r = M_{r,\sigma} + M_{r,\tau} \quad (9.1a)$$

$$= M_{r,\sigma} + M_{r,\tau V} + M_{r,\tau H} \quad (9.1b)$$

Bezeichnet man die Querschnittswerte des maßgebenden Schnittes mit A_r (Fläche) und W_r (Widerstandsmoment) so folgt damit:

$$(\max) \tau_{r,Q} = Q_r / A_r \quad (9.2a)$$

$$\max \tau_{r,M} = M_{r,\tau} / W_r = \eta \cdot M_r / W_r = \eta \cdot e_r \cdot Q_r / W_r \quad (9.2b)$$

$$\text{mit} \quad \eta = M_{r,\tau} / M_r \quad (9.3)$$

Der Wert η kennzeichnet das Verhältnis des durch Schubspannungen zu übertragenden Momentenanteiles $M_{r,\tau}$ zum Gesamtmoment M_r .

Zur Veranschaulichung der Querschnittswerte A_r und W_r seien diese für den in Bild 9.1 dargestellten rechteckig umlaufenden Schnitt ermittelt:

$$A_r = 2 \cdot (b_{rx} + b_{ry}) \cdot h \quad (9.4a)$$

$$W_r = I_r / \frac{b_{rx}}{2} \quad (9.4b)$$

$$I_r = \underbrace{2 \cdot b_{rx}^3 \cdot h \cdot \frac{1}{12} + 2 \cdot b_{ry} \cdot h \cdot \left(\frac{b_{rx}}{2}\right)^2}_{I_{r,V}} + \underbrace{2 \cdot h^3 \cdot b_{rx} \cdot \frac{1}{12}}_{I_{r,H}} \quad (9.4c)$$

Die maximale Schubspannung τ_r ergibt sich zu

$$\begin{aligned} \max \tau_r &= \max \tau_{r,Q} + \max \tau_{r,M} \\ &= \frac{Q_r}{A_r} \cdot \left(1 + \eta \cdot e_r \cdot \frac{A_r}{W_r}\right) \end{aligned} \quad (9.5)$$

Annahme 2: Der Bruch unter ausmittiger Beanspruchung tritt ein, wenn die maximale Schubspannung τ_r im maßgebenden Schnitt den Wert erreicht, unter dem im zentrischen Belastungsfall der Bruch eintritt.

Im zentrischen Belastungsfall ist

$$\tau_r = \frac{Q_r}{A_r} \quad (9.6)$$

Aus dem Vergleich der Gleichungen (9.5) und (9.6) folgt die Beanspruchungserhöhung infolge ausmittigen Lastangriffs als

$$\alpha_e = 1 + \eta \cdot e_r \cdot A_r / W_r \quad (9.7)$$

bzw. die Tragfähigkeitsabnahme als

$$\frac{1}{\alpha_e} = \frac{1}{1 + \eta \cdot e_r \cdot A_r / W_r} \quad (9.8)$$

Der Wert $\eta = M_{r,\tau} / M_r$ (s. Gl. 9.3) hängt von dem statischen System der Platte und dem daraus folgenden Verhältnis der Plattenschnittgrößen m_r und q_r im maßgebenden Schnitt ab und kann deshalb aus einer Betrachtung nur des in Bild 9.1 dargestellten Plattenausschnittes nicht gewonnen werden.

9.2.2 Anwendung der theoretischen Grundlage auf das Nachweisverfahren der DIN 1045

Annahme 3: Die horizontal gerichteten Schubspannungen τ_H (vergleiche Bild 9.2) werden wegen Geringfügigkeit vernachlässigt; dies entspricht der Vernachlässigung der Plattendrillmomente.

Annahme 4: Der maßgebende Schnitt wird entsprechend DIN 1045 im Abstand der halben statischen Nutzhöhe um den kreisförmig angenommenen Stützenanschluß geführt (Durchmesser $b_{ro} = c_o + h_m$).

Für einen kreisförmig geführten Schnitt folgt aus Gleichung 9.7 mit

$$\begin{aligned} A_r &= \pi \cdot b_{ro} \cdot h \\ W_r &= I_r / \frac{b_{ro}}{2} = A_r \cdot b_{ro}^2 \cdot \frac{1}{8} / \frac{b_{ro}}{2} = \frac{1}{4} \cdot A_r \cdot b_{ro}^3 \\ \alpha_e &= 1 + 4 \cdot \eta \cdot \frac{e_r}{b_{ro}} \end{aligned} \quad (9.9)$$

Annahme 5: Der geringfügige Anteil am Gesamtmoment M in der Stütze, der aus Bodenpressungen innerhalb der Grundfläche des Durchstanzkegels herrührt, wird vernachlässigt.

Damit ist das im maßgebenden Schnitt wirkende Moment M_r dem an der Stütze angreifenden Moment M gleichzusetzen:

$$M_r = M \quad (9.10)$$

Die im maßgebenden Schnitt wirkende Ausmitte $e_r = M_r / Q_r$ läßt sich unter Verwendung des Verhältnisses der wirksamen Querkraft Q_r zur Stützenlast F

$$\frac{Q_r}{F} = \frac{A_f - A_k}{A_f} = \alpha_k \quad \begin{aligned} (A_f &= \text{Fundamentgrundfläche} \\ A_k &= \text{Kegelgrundfläche}) \end{aligned}$$

darstellen als

$$e_r = \frac{M_r}{Q_r} = \frac{M}{Q_r} = \frac{M}{F} \cdot \frac{1}{\alpha_k} = \frac{e}{\alpha_k}, \quad (9.11)$$

wobei e definiert ist als die Ausmitte der Stützenlast

$$e = M/F \quad (9.12)$$

Somit ist

$$\alpha_e = 1 + 4 \cdot \eta \cdot \frac{e}{b_{ro}} \cdot \frac{1}{\alpha_k} \quad (9.13)$$

mit: $\alpha_k = \frac{A_f - A_k}{A_k}$ bei Fundamenten

$\alpha_k = 1,0$ bei Flachdecken

Annahme 6: Der Wert η wird unabhängig vom statischen System konstant mit $\eta = 0,4$ angenommen.

Eine Berücksichtigung des jeweiligen statischen Systems zur Festlegung der Größe von η führt in einem Bemessungsverfahren zu unangemessen hohem Arbeitsaufwand. Eine statistische Auswertung unter Einbeziehung auch aller Versuche unter mittiger Last aus den Berichten über ausmittige Versuche lieferte die geringste Streuung der Sicherheitsbeiwerte $\gamma = F_u / \text{zul}F$ für $\eta = 0,409 \approx 0,4$.

Die Beanspruchungserhöhung infolge ausmittigen Lastangriffs kann somit angenommen werden als

$$\alpha_e = 1 + 1,6 \cdot \frac{e}{b_{ro}} \cdot \frac{1}{\alpha_k} \quad (9.14)$$

Bild 9.6 im Abschnitt 9.5 bestätigt die gute Übereinstimmung der Tragfähigkeitsabnahme $1/\alpha_e$ mit den Versuchsergebnissen.

9.3 Vergleich der Bruchlasten mit den zulässigen Lasten nach DIN 1045

Der Berechnungsgang zur Ermittlung der nach DIN 1045, Abschn. 22.5 und 22.7 zulässigen Stützenlasten ist im Anhang A in Bild A 9.1 zusammengestellt.

Im Bild 9.3 sind die Versuchsbruchlasten F_u den nach DIN 1045 bezüglich Durchstanzen zulässigen Lasten $\text{zul}F$ gegenübergestellt. Dabei wurden die zulässigen Lasten sowohl für den Ausmittigkeitsbeiwert α_e entsprechend der derzeit gültigen Fassung der DIN 1045 als auch für den in Abschnitt 9.2.2 (Gleichung 9.14) vorgeschlagenen Beiwert angegeben.

Versuche			Rechenwerte nach DIN 1045, Abschn. 22					
Bezeichnung	besondere Merkmale (vergl. Bild 2.1)	Bruchlasten	derzeit gült. Fassung ($\alpha_e = 1,0$ bzw. 1,4)			Änderungsvorschlag (α_e nach Gl. 9.14)		
-	-	F_u	$\frac{1}{\alpha_e}$	zul F	γ	$\frac{1}{\alpha_e}$	zul F	γ
-	[cm]	[kN]	[-]	[kN]	[-]	[-]	[kN]	[-]
Z1	Grundversuch	1600	1,000	558	2,87	1,000	558	2,87
Z2	Langzeitsimulation	1380	"	586	2,36	"	586	2,36
Z3	C = 20	1140	"	470	2,42	"	470	2,42
E8	$e_x = 5$	1505	0,714	444	3,39	0,856	532	2,83
E2	$e_x = 10$	1200	"	378	3,17	0,748	396	3,03
E1	$e_x = 20$	1000	"	388	2,58	0,597	325	3,07
E3	$e_x = 30$	850	"	439	1,94	0,497	306	2,78
E4	$e_{st} = 20$	1350	"	445	3,03	0,597	372	3,63
E7	$e_x = 15, e_y = 10, e_{res} = 18$	1145	"	444	2,58	0,622	387	2,96
E5	$e_x = 15, h = 20, c = 20$	640	"	197	3,25	0,609	168	3,81
E6	$e_x = 15, h = 35, c = 30$	1540	"	561	2,74	0,664	521	2,95

Erläuterung:

e = Ausmittigkeit der Stützenlast (vergl. Bild 2.1)

c = Kantenlänge des quadratischen Stützenquerschnittes

h = statische Nutzhöhe der Platte

F_u = im Versuch gemessene Bruchlast

$\frac{1}{\alpha_e}$ = rechnerischer Tragfähigkeitsverminderung infolge ausmittigen Lastangriffs

α_e = Beanspruchungserhöhung inf. ausm. Lastangriffs

a) Nach derzeit gültiger Fassung der DIN 1045:

$\alpha_e = 1,0$ bei mittigem bzw. 1,4 bei ausm. Lastangriff

b) Nach Änderungsvorschlag lt. Gleichung 9.14:

$$\alpha_e = 1 + 1,6 \cdot \frac{1}{b_{ro}} \cdot \frac{1}{\alpha_k}$$

zul F = zul Stützenlast (Berechnungsgang s. Bild A 9.1 im Anhang A)

γ = $F_u / \text{zul F}$ = Sicherheitsbeiwert

Bild 9.3: Versuchsbruchlasten und zulässige Lasten nach DIN 1045

Die anhand der Versuchsergebnisse unter Berücksichtigung des neu vorgeschlagenen Ausmittigkeitswertes ermittelten Sicherheitsbeiwerte $\gamma = F_u / \text{zul } F_u$ liegen mit wenigen Ausnahmen zufriedenstellend nah beieinander im Bereich von $\gamma = 2,8$ bis $\gamma = 3,1$. Folgende Abweichungen fallen auf:

- Z2 (Langzeitsimulation):

Mit $\gamma = 2,36$ ergibt sich gegenüber Z1 eine Abminderung infolge der Umlagerung eines Teiles der Stützenlast in die Ecken des Stützenquerschnittes auf $100 \cdot 2,36/2,87 = 82 \%$. Im Abschnitt 8 wurde diese Abminderung bereits angesprochen.

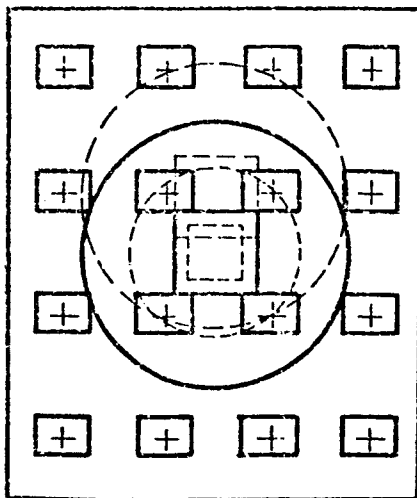
- Z3 (Stützenquerschnitt auf 20 cm vermindert):

Für die auffällige Abminderung (gegenüber Z1 auf $100 \cdot 2,42/2,87 = 85 \%$) liegt keine überzeugende Erklärung vor. Es kann nicht ausgeschlossen werden, daß die in Abschnitt 6 beschriebene Zwischenentlastung bei 75 % der Bruchlast die Ursache ist, obgleich die Meßergebnisse - wie in Abschnitt 7.1 erwähnt - auch über die Zwischenentlastung hinweg gute Kontinuität zeigen, was an sich gegen eine Beeinflussung der Versuchsergebnisse durch die Zwischenentlastung spricht.

- E4 und E5 (ausmittige Stützenanordnung bzw. statische Nutzhöhe der Platte und Kantenlänge des Stützenquerschnittes auf 20 cm vermindert):

Die vergleichsweise hohen Sicherheitsbeiwert $\gamma = 3,63$ bzw. $3,81$ sind vermutlich in erster Linie auf die Einleitung der rechnerisch als gleichmäßig verteilt angenommenen Bodenpressungen durch nur 16 Einzellasten zurückzuführen. In Bild 9.4 sind die Grundflächen der Durchstanzkegel nach DIN 1045 und die Lasteinleitungsplatten auf der Fundamentsohlfläche eingezeichnet. Für die Grundabmessungen (Versuch Z1) ist das Verhältnis von rechnerischer Querkraft zur Gesamtlast mit $\alpha_k = Q_r/F = 0,743$ im Versuch mit dem Verhältnis von 12 Lasteinleitungspunkten außerhalb der Durchstanzkegelgrundfläche zu 16 Lasteinleitungspunkten insgesamt ($12/16 = 0,750$) nahezu exakt verwirklicht.

Für die Versuche E4 und E5 hingegen ist aus Bild 9.4 deutlich abzulesen, daß sich ein größerer Anteil der Gesamtlast beim Bruch unmittelbar im Bereich des Durchstanzkegels abstützen kann, als dies beim Ansatz einer linear über die gesamte Sohlfläche verteilten Sohlpressung möglich wäre. Dieser Umstand verfälscht vermutlich die Meßergebnisse vor dem Bruch nur geringfügig nämlich nur in dem Maße, als infolge der Last-einleitung durch Einzelkräfte Biegemomente und Querkräfte vom theoretisch vorausgesetzten Verlauf abweichen. Beim Bruch hingegen macht sich die Art der Lasteinleitung stärker bemerkbar: Das Öffnen des Entscheidenden Schubrisses verzögert sich, da sich die annähernd auf dem Rand der Durchstanzkegel-grundfläche angreifenden Einzellasten nach den ersten Rißbil-dungen weitgehend nur noch innerhalb dieser Fläche abstützen.



- Z1 (Grundversuch)
- - - - - E4 ($e_{st} = 20 \text{ cm}$)
- · - · - E5 ($h_x = 20 \text{ cm}, c = 20 \text{ cm}$)

Kegelgrundfläche:

$$A_{k,Z1} = (1,13 \cdot 0,30 + 2 \cdot 0,30)^2 \cdot \pi / 4 = 0,693 \text{ m}^2$$

$$A_{k,E5} = (1,13 \cdot 0,20 + 2 \cdot 0,20)^2 \cdot \pi / 4 = 0,308 \text{ m}^2$$

Fundamentgrundfläche:

$$A_r = 1,50 \cdot 1,80 = 2,70 \text{ m}^2$$

$$\alpha_k = \frac{Q_r}{F} = \frac{A_f - A_k}{A_f} = \begin{aligned} & (Z1:) (2,70 - 0,693) / 2,70 = 0,743 \\ & (E5:) (2,70 - 0,308) / 2,70 = 0,886 \end{aligned}$$

Bild 9.4: Sohlplatte mit 16 Lasteinleitungsplatten und eingezeichneten Grundflächen der Durchstanzkegel nach DIN 1045 für die Fundamente Z1, E4 und E5

9.4 Vergleich der Bruchlasten mit anderorts durchgeführten Versuchen an Einzelfundamenten

In der Literatur finden sich nur drei Berichte über Durchstanzversuche an Fundamenten. In allen drei Fällen wurden fast ausschließlich quadratische, nicht schubbewehrte Einzelfundamente untersucht; die Fundamente wurden ausnahmslos unter mittiger Belastung geprüft.

Talbot [10] führte 1909 bis 1912 umfangreiche Untersuchungen durch, die 1944 von Richart [11] weitergeführt wurden. Die Untersuchungen liefern zwar bezüglich der Rißbildung und der qualitativen Einflüsse verschiedener Parameter aufschlußreiche Ergebnisse, für zahlenmäßige Vergleiche der Bruchlasten sind sie jedoch nicht geeignet, weil die verwendeten Bewehrungsstähle insbesondere bezüglich der Profilierung bzw. Rippenausbildung mit einem BSt 42/50R kaum vergleichbar sind und die Betonfestigkeiten - zumindest des handgemischten Betons der Versuche von Talbot - nicht ausreichend genau erfaßt sind. Des weiteren wurde die gleichmäßig verteilt vorgesehene Sohlpressung durch Reaktionskräfte aus der Auflagerung der am Stützenstummel belasteten Fundamente auf einem Bett von Stahlschraubenfedern simuliert. Diese Auflagerungsart hatte wegen der Plattenverformungen und der dadurch bedingten geringeren Zusammendrückungen und geringeren Kraftreaktionen der Federn in den Plattenrandbereichen vermutlich - die nachfolgenden Berechnungen stützen diese Vermutung - tragfähigkeitserhöhende Abweichungen von der angestrebten gleichmäßigen Bodenpressungsverteilung zur Folge.

Dieterle [3] gibt für die 8 in Stuttgart durchgeführte Versuche als Bruchursache in 4 Fällen Versagen des Verbundes an und in 3 Fällen eindeutigen Schubbruch; in einem Fall ist nicht eindeutig zwischen Schubbruch und Biegebruch zu unterscheiden.

In Bild 9.5 sind die Mittelwerte und Standardabweichungen der nach DIN 1045 - unter Einbeziehung des in Abschnitt 9.2 (Gleichung 9.14) vorgestellten Beiwertes α_e zur Berücksichtigung von Stützenlastausmitten - ermittelten Sicherheitsbeiwerte $\gamma = F_u / \text{zul } F$ angegeben.

Berichterstatter	Versuche	n [-]	γ_m [-]	s [%]
Richart [11]	Serie 1	28	3,66	10,5
	Serie 2	36	3,61	10,6
	Serie 3	56	3,51	8,1
	Serie 4,5 und 7	20	3,24	11,5
Dieterle [3]	sämtliche Versuche	8	2,96	3,7
	nur Versuche mit Bruch infolge Schubversagen	4	3,04	2,7
Kordina u. Nölting [vorliegender Be- richt]	sämtliche Versuche	11	2,98	14,2
	ohne Versuche Z2, Z3, E4 u. E5 (vergl. Abschnitt 9.3)	7	2,93	3,5

Erläuterung: n = Anzahl der Versuche

$$\gamma = F_u / \text{zul } F \text{ (vergl. Abschnitt 9.3)}$$

$$\gamma_m = \frac{1}{n} \cdot \sum \gamma_i$$

s = Standardabweichung in %

$$= \sqrt{\frac{1}{n} \cdot \sum (\gamma_i - \gamma_m)^2} \cdot \frac{100}{\gamma_m}$$

Bild 9.5: Mittelwerte und Standardabweichungen der Sicherheitsabstände zwischen den Versuchsbruchlasten und den zulässigen Lasten nach DIN 1045, ergänzt um den Ausmittigkeitsbeiwert α_e nach Gleichung 9.14 in Abschnitt 9.2

Die vergleichsweise hoch liegenden Mittelwerte γ_m der Versuche von Richard spiegeln vermutlich die genannten Unzulänglichkeiten der Versuchseinrichtung wieder.

Die Versuche von Dieterle [3] und die im vorliegenden Bericht beschriebenen Versuche (letztere allerdings unter Ausschluß der Versuche Z1, Z2, E4 und E5) zeigen in den Mittelwerten γ_m gute Übereinstimmung und zufriedenstellend niedrige Standardabweichungen. Dies zeigt, daß für den Großteil der

hier geschilderten Versuche der gewünschte Anschluß an die Stuttgarter Versuche von Dieterle (vgl. Abschnitt 2 dieses Berichtes) gelungen ist und daß die Anordnung von nur 16 Lasteinleitungspunkten gegenüber den 25 in den Stuttgarter Versuchen keinen signifikanten Einfluß auf die Versuchsergebnisse hatte.

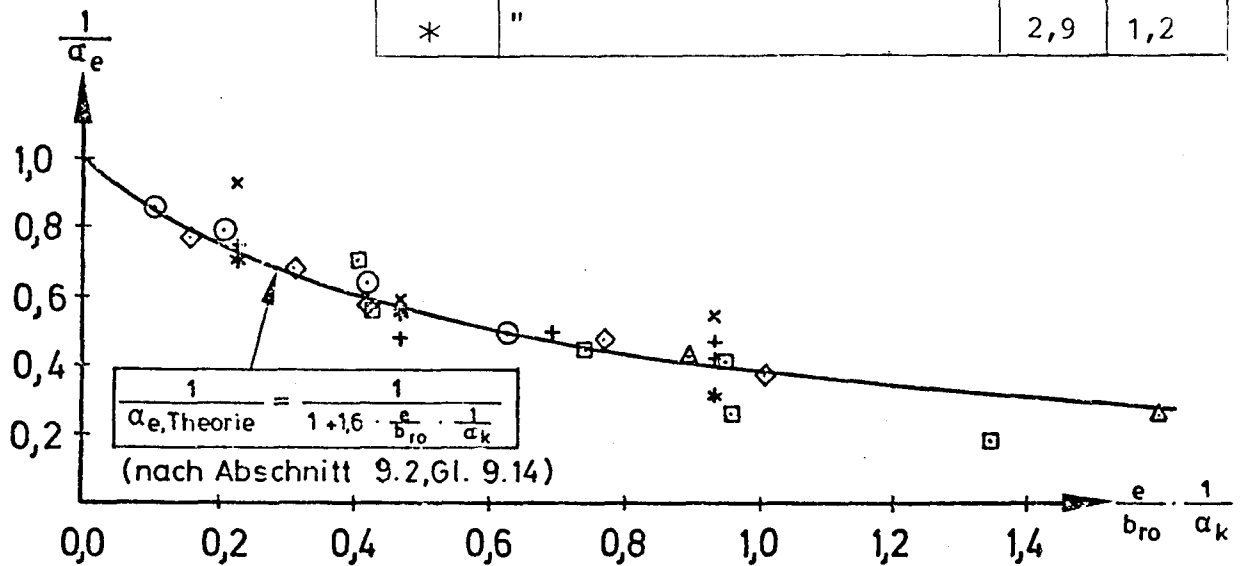
9.5 Vergleich der Bruchlasten mit anderorts unter ausmittiger Beanspruchung durchgeführten Durchstanzversuchen

Einschließlich der hier durchgeführten Versuche liegen nach der Sichtung der entsprechenden Literatur 8 Berichte über insgesamt 57 Durchstanzversuche an Prüfkörpern mit mittig angeschlossener Stütze und ausmittig angreifender Stützenlast vor [12],[13],[14],[15],[16],[17]). Nach Abzug von 16 Versuchen, in denen die Versuchskörper vermutlich durch Überschreiten der Biegetragfähigkeit der Platte zerstört wurden (entsprechende Vergleichsrechnungen deuten darauf hin), verbleiben 41 Versuche, von denen 28 Versuche in Versuchsreihen eingeordnet werden konnten, in denen alle Versuchsparameter außer der Lastausmitte nahezu konstant gehalten waren.

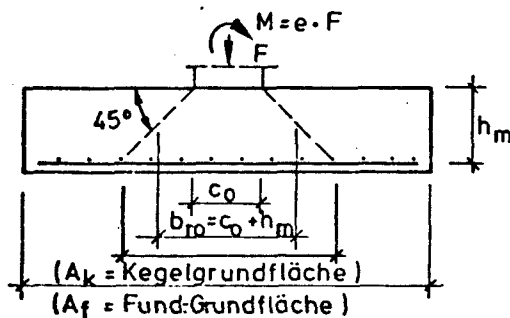
Bild 9.6 zeigt die aus diesen Versuchsreihen abzulesenden Tragfähigkeitsabminderungen $1/\alpha_e$ der ausmittig beanspruchten Versuchskörper gegenüber den jeweiligen Vergleichsversuchen unter mittiger Beanspruchung.

Als Bezugsgröße konnte wegen der unterschiedlichen Bauteilabmessungen nicht der Absolutwert der Lastausmitte e verwendet werden. Eine sinnvolle Größe, die zugleich die Einführung des in Abschnitt 9.2 vorgeschlagenen α_e -Wertes erlaubt, ist das Verhältnis der Ausmitte $e_r = M_r/Q_r$ der Schnittgrößen im maßgebenden Rundschnitt nach DIN 1045 zum Durchmesser b_{r0} dieses Schnittes. Bei Flachdeckenausschnitten (keine Plattenbelastung innerhalb der Kegelgrundfläche) ist $M_r = M$ und $Q_r = F$ und somit $e_r = e = M/F$. Bei Fundamenten kann - wie in Abschnitt 9.2 gezeigt wurde - gesetzt werden $e_r = e \cdot \frac{1}{\alpha_k} = e \cdot \frac{A_f}{A_f - A_k}$ (s. Erläuterung zu Bild 9.6).

Zeichen	Autor	h_m [cm]	μ_m [%]
○	Kordina u. Nölting	29,2	0,66
□	Moe [6]	11,44	1,5
◇	"	11,4	1,34
△	Long u. Masterson [16] 16]	3,0	1,75
×	Dragosavic u. v.d.Beukel [12]	2,9	1,8
+	"	2,9	1,5
*	"	2,9	1,2



Erläuterung:



Flachdeckenausschnitt:

$$\alpha_k = 1$$

Fundament:

$$\alpha_k = \frac{A_f - A_k}{A_f}$$

Bild 9.6: Tragfähigkeitsabnahme $1/\alpha_e$ infolge ausmittigen Lastangriffs (grafische Darstellung)

Die Darstellung der Tragfähigkeitsabnahme infolge ausmittigen Lastangriffs in Bild 9.6 zeigt die Versuchsergebnisse in einem vergleichsweise engen Band um die Kurve der Tragfähigkeitsabnahme, die im Abschnitt 9.2 zur Ergänzung des Durchstanzsicherheitsnachweises der DIN 1045 vorgeschlagen wird. Die Darstellung bestätigt, daß ein brauchbarer theoretischer Ansatz gefunden wurde.

Die geringfügigen Variationen der innerhalb der einzelnen Versuchsreihen als konstant vorausgesetzten Parameter (wie z. B. Betonfestigkeit) sind in der Darstellung des Bildes 9.6 eliminiert, indem die Tragfähigkeitsabnahmen bezogener Bruchlasten dargestellt sind. Entsprechend den Ausführungen im Abschnitt 9.1 ergeben sich diese bezogenen Bruchlasten \bar{F}_u aus den gemessenen Bruchlasten F_u durch Multiplikation mit dem Verhältnis der nach DIN 1045 unter Ausklammerung des Einflusses von Laustausmittigkeiten ($\alpha_e = 1,0$) zulässigen Lasten des mittigen Vergleichsversuchs (zul F_o) zum jeweiligen ausmittigen Versuch (zul F):

$$\bar{F}_u = F_u \cdot \frac{\text{zul } F_o (\alpha_e = 1,0)}{\text{zul } F (\alpha_e = 1,0)}$$

Für die im vorliegenden Bericht geschilderte Versuchsreihe sind die Tragfähigkeitsabnahmen mit den entsprechenden Vorwerten und den theoretischen Vergleichswerten in Bild 9.7 zusammengestellt.

Versuch		zul $F(\alpha_e=1,0)$	$\frac{\text{zul } F_o(\alpha_e=1,0)}{\text{zul } F(\alpha_e=1,0)}$	F_u	\bar{F}_u	$\frac{1}{\alpha_{e,v}}$	$\frac{1}{\alpha_{e,T}}$
Be- zeich- nung	e_x cm						
		kN	—	kN	kN	—	—
Z1	0	558	—	1600	1600	1,000	1,000
E8	5	621	0,898	1505	1352	0,845	0,856
E2	10	529	1,055	1200	1266	0,791	0,748
E1	20	544	1,026	1000	1026	0,642	0,597
E3	30	614	0,909	850	772	0,483	0,497
Z2 ⁺⁾	0	586	0,952	1380	1314	0,822 ⁺⁾	—

Erläuterung:

zul $F(\alpha_e = 1,0)$ = nach DIN 1045 zul. Stützenlast unter Ausklammerung des Einflusses einer eventuellen Lastausmitte

zul $F_o(\alpha_e = 1,0)$ = wie vor, für den mittigen Vergleichsversuch

F_u = im Versuch gemessene Bruchlast

F_{uo} = wie vor, für den mittigen Vergleichsversuch

\bar{F}_u = bezogene Bruchlast

$$= F_u \cdot \frac{\text{zul } F_o(\alpha_e = 1,0)}{\text{zul } F(\alpha_e = 1,0)}$$

$\frac{1}{\alpha_{e,v}}$ = $\frac{\bar{F}_u}{F_{uo}}$ = im Versuch festgestellte Tragfähigkeitsabnahme infolge ausmittigen Lastangriffs

$\frac{1}{\alpha_{e,T}}$ = theoretische Tragfähigkeitsabnahme infolge ausmittigen Lastangriffs, ermittelt nach Gleichung 9.14.

⁺⁾ Die Tragfähigkeitsabnahme des Versuches Z2 beruht nicht auf einer Lastausmittigkeit, sondern auf der Simulation des Langzeitverhaltens. Der Wert, auf den im Abschnitt 8 Bezug genommen wird, wurde nur deshalb in obiger Tabelle ermittelt, weil die nicht interessierenden Parameter auf die gleiche Weise zu eliminieren waren, wie in den Versuchen unter ausmittiger Last.

Bild 9.7: Tragfähigkeitsabnahme $1/\alpha_e$ infolge ausmittigen Lastangriffs (Versuche der Berichterstatter)

10. Ergänzungsvorschlag zum Durchstanzsicherheitsnachweis der DIN 1045 zur Berücksichtigung von Stützenlastausmittigkeiten

Mit nachfolgendem Ergänzungsvorschlag zu Abschnitt 22.5.1.1 (Sicherheit gegen Durchstanzen - Ermittlung der Schubspannung τ_r an punktförmig gestützten Platten ohne Stützenkopfverstärkungen) wird der dort bisher angegebene Erhöhungsfaktor für die Beanspruchungen im Falle ausmittigen Lastangriffs von pauschal $\alpha_e = 1,40$ durch den im Abschnitt 9.2 erläuterten zutreffenderen α_e -Wert ersetzt.

Eine Korrektur des bisherigen Erhöhungsfaktors α_e erscheint unbedingt notwendig, da die Nachrechnungen der von den Verfassern und der anderorts durchgeführten Durchstanzversuche auf Werte bis $\alpha_e = 2,0$ bzw. $\alpha_e = 3,0$ (vergl. Bild 9.6: $1/\alpha_e = 0,50$ bzw. $0,33$) führten. Die in den entsprechenden Versuchen gegenüber dem bisherigen Bemessungsverfahren der DIN 1045 festgestellten Sicherheiten lagen mit Werten unter $\gamma = 2,0$ bzw. $\gamma = 1,0$ weit unter dem sonst beobachteten Sicherheitsniveau ($\gamma = 2,5$ bis $3,5$) in einem Bereich, der die dringende Notwendigkeit einer Überarbeitung des Verfahrens deutlich macht.

Während die derzeitige DIN 1045 vorsieht, die Schubspannung τ_r mit dem Erhöhungsfaktor α_e zu multiplizieren, sollte in einer Neufassung besser die zugehörige Querkraft Q_r entsprechend erhöht werden. Damit wird erreicht, daß die Beanspruchungserhöhung infolge ausmittigen Lastangriffs nicht nur beim Nachweis der ausreichenden Betonabmessungen und Betonqualität niederschlägt, sondern auch in die Bemessung einer ggf. erforderlichen Schubbewehrung einfließt. Die derzeitige Fassung der DIN 1045 verlangt für den Fall ausmittiger Beanspruchung keine gegenüber dem mittigen Beanspruchungsfall erhöhte Schubbewehrung.

Der Änderungsvorschlag setzt an der Gleichung (38) in Abschnitt 22.5.1.1 der DIN 1045 an. Hier ist der Begriff der rechnerischen Querkraft $cal Q_r = Q_r \cdot \alpha_e$ neu einzuführen. Die Gleichung (38) mit ihren Erläuterungen lautet dann:

$$\tau_r = \frac{\text{cal } Q_r}{u \cdot h_m} \quad (\text{DIN 1045, Gl. 38 - neu})$$

mit $\text{cal } Q_r$ = rechnerisch anzusetzende Querkraft
im Rundschnitt um die Stütze

$$= \max Q_r \cdot \left(1 + 1,6 \cdot \frac{M_{st}}{\max Q_r \cdot d_r} \right)$$

$\max Q_r$ = größte Querkraft im Rundschnitt um
die Stütze

M_{st} = im Lastfall $\max Q_r$ von der Stütze in
die Platte einzuleitendes Biegemoment.

Die hierbei in der Bezeichnungsweise der DIN 1045 angegebenen
Größen u , h_m und d_r bedeuten mit den in diesem Bericht verwen-
deten Bezeichnungen: $u \cdot h_m = A_r$

$$d_r = b_{ro}$$

In der Folge sind im weiteren Text der DIN 1045 eine Reihe re-
daktioneller Änderungen am Text und an den Bildern erforder-
lich, die hier im einzelnen nicht aufgeführt werden.

Weiterhin bleibt zu prüfen, welche vereinfachenden Annahmen be-
züglich des Momentes M bei Deckensystemen entsprechend den Vor-
aussetzungen des Näherungsverfahrens des Heftes 240 (DAfStb) zu-
lässig sind. Letzteres betrifft eine Überarbeitung des letzten
Absatzes im Abschnitt 22.5.1.1 der DIN.

Mit obigem Änderungsvorschlag kann das Verfahren zum Nachweis
der Durchstanzsicherheit nach DIN 1045 sicherlich deutlich ver-
bessert werden. Dennoch ist zu erkennen, daß damit noch keine
endgültig befriedigende Regelung gefunden ist. Der Änderungs-
vorschlag baut auf Versuchsergebnissen auf, die ausschließlich
an einer speziellen Art durchstanzgefährdeter Platten gewonnen
wurden. Die Besonderheiten des Durchstanzens von Rand- und Eck-
stützen, von pilzkopfverstärkten Stützen und von Stützen in
der Nähe von Öffnungen in der Platte sowie des Durchstanzens bei
schubbewehrten Platten wurden nicht berücksichtigt. Ein ent-

sprechend weiterreichender Neufassungsvorschlag zum Abschnitt 22 der DIN 1045 darf erst als Ergebnis einer kürzlich begonnenen umfassenden Forschungsarbeit über das Durchstanzen [18] erwartet werden.

L I T E R A T U R V E R Z E I C H N I S

- [1] NORMENAUSSCHUSS BAUWESEN
DIN 1045, 'BETON- UND STAHLBETONBAU, BEMESSUNG UND
AUSFUEHRUNG', AUSGABE DEZ.1978
BEUTH VERLAG GMBH, BERLIN/KOELN
- [2] GRASSER,E. - THIELEN,G.
HILFSMITTEL ZUR BERECHNUNG DER SCHNITTGROESSEN UND FORMAEN -
DERUNGEN VON STAHLBETONTRAGWERKEN
SCHRIFTENREIHE DES DAFSTB, HEFT 240, 1976
- [3] DIETERLE,H.
ZUR BEMESSUNG VON FUNDAMENTPLATTEN OHNE SCHUBBEWEHRUNG
BETON- UND STAHLBETONBAU, JG 73, 1978, H.2, S.29-37
- [4] PERM,G.
UEBER DIE GRUNDLAGEN DES VERBUNDES ZWISCHEN STAHL UND BETON
SCHRIFTENREIHE DES DAFSTB, HEFT 138, 1961
- [5] MARTIN,H.
ZUSAMMENHANG ZWISCHEN OBERFLAECHEBESCHAFFENHEIT,VERBUND UND
SPRENGWIRKUNG VON BEWEHRUNGSSTAEBLEN UNTER KURZZEITBELASTUNG
SCHRIFTENREIHE DES DAFSTB, HEFT 228, 1973
- [6] MOE,J.
SHEARING STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE SLABS AND FOOTINGS
UNDER CONCENTRATED LOADS
DEVELOPMENT DEPARTMENT BULLETIN D47, PORTLAND CEMENT
ASSOCIATION (PCA), APRIL 1961
- [7] FRANZ,G. - RITTER, K.
DER RAEUMLICHE SPANNUNGSZUSTAND IM STUETZENBEREICH VON
FLACHDECKEN
BETON- UND STAHLBETONBAU, JG 59, 1964, H.6, S.132-137
- [8] KINNUNEN,S. - NYLANDER,H.
PUNCHING OF CONCRETE SLABS WITHOUT SHEAR REINFORCEMENT
TRANSACTIONS OF THE ROYAL INSTITUTE OF TECHNOLOGY,STOCKHOLM,
CIVIL ENGINEERING 3, NR.158, 1960
- [9] RAFLA,K. - BLUME,F.
SYSTEMATISCHE AUSWERTUNG VON SCHUBVERSUCHEN AN STAHLBETON -
BALKEN
UNVEROEFFENTLICHTER FORSCHUNGSBERICHT DES INSTITUTS FUER
BAUSTOFFKUNDE UND STAHLBETONBAU DER TU BRAUNSCHWEIG, 1977
- [10] TALBOT,A.N.
REINFORCED CONCRETE WALL FOOTINGS AND COLUMN FOOTINGS
BULLETIN NR.67,UNIVERSITY OF ILLINOIS,ENGINEERING EXPERIMENT
STATION,MAERZ 1913

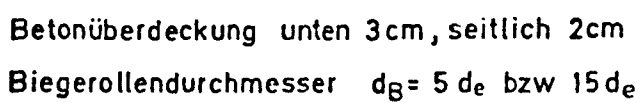
- [11] RICHART, F.L.
REINFORCED CONCRETE WALL AND COLUMN FOOTINGS
ACI JOURNAL, VOL.45, OKT./NOV.1948, S. 97-127; 237-260
- [12] DRAGOSAVIC, M. - VAN DEN BEUKEL, A.
PUNCHING SHEAR
HERON, VOL.20, NO.2, 1974
- [13] ELSTNER, R.C. - HUGNESTAD, E.
SHEARING STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE SLABS
ACI JOURNAL, VOL.53, JULI 1956, S.29-58
- [14] GHALI, A. - ELMASRI, M.Z. - DILGER, K.
PUNCHING OF FLAT PLATES UNDER STATIC AND DYNAMIC HORIZONTAL FORCES
ACI JOURNAL, VOL 73, OCTOBER 1976, S.566-572
- [15] HANSON, N.W. - HANSON, J.M.
SHEAR AND MOMENT TRANSFER BETWEEN CONCRETE SLABS AND COLUMNS
JOURNAL OF THE PORTLAND CEMENT ASSOCIATION RESEARCH AND DEVELOPMENT LABORATORIES, VOL.10, JAN.1968, S.2-16
- [16] LONG, A.E. - MASTERSON, D.M.
IMPROVED EXPERIMENTAL PROCEDURE FOR DETERMINING THE PUNCHING STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE FLAT SLAB STRUCTURES
ACI SP42, 'SHEAR IN REINFORCED CONCRETE', VOL.2, S.921-935
- [17] ROSENTHAL, I.
EXPERIMENTAL INVESTIGATION OF FLAT PLATE FLOORS
ACI JOURNAL, VOL.56, AUG.1959, S.153-166
- [18] KORDINA, K.
TRAGFAEHIGKEIT DURCHSTANZGEFAEHRDETER KONSTRUKTIONEN AUS BEWEHRTEM NORMAL- UND LEICHTBETON MIT UND OHNE VORSPANNUNG.
FORSCHUNGSVORHABEN IM AUFTRAG DES INSTITUTS FUER BAUTECHNIK (VORAUSSICHTLICHER ABSCHLUSS: ENDE 1982)

A b s c h l u ß b e r i c h t
zum DFG - Forschungsvorhaben
Ko 204/27 - 30

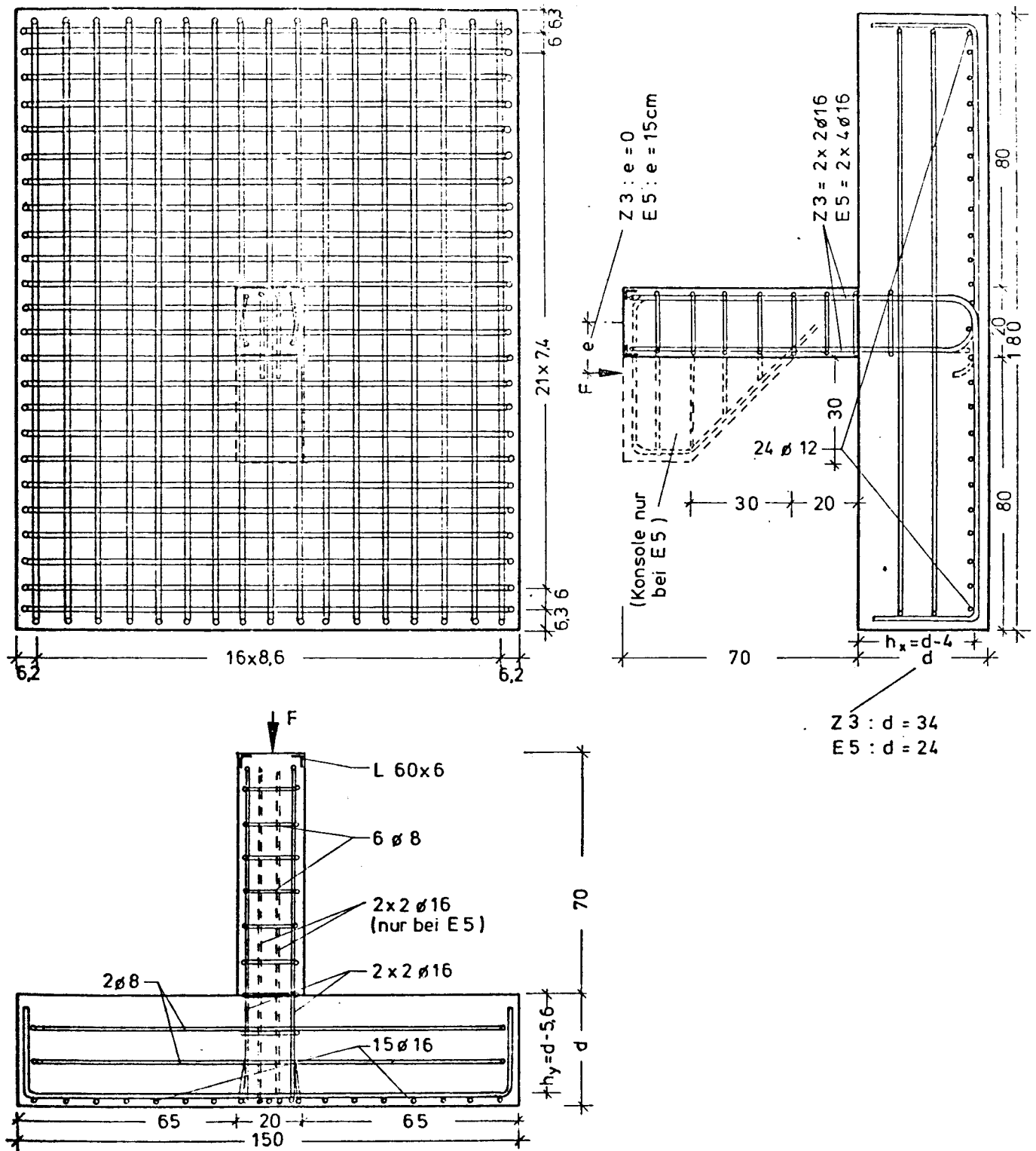
Tragverhalten von ausmittig beanspruchten
Einzelfundamenten aus Stahlbeton

Anhang A

Bilder zum Berichtstext



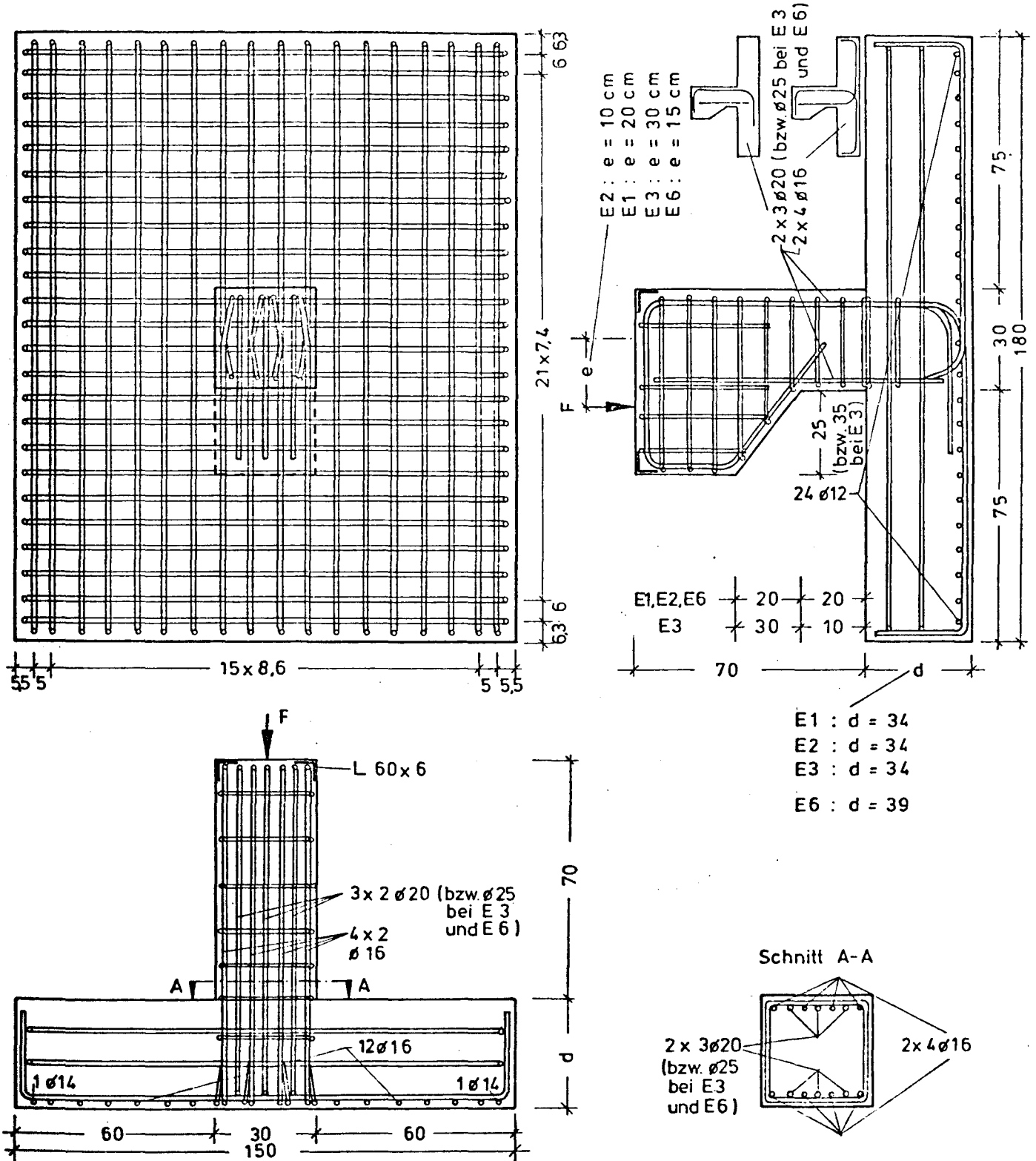
Abmessungen und Bewehrung Versuchskörper Z1, Z2 und E8



Betonüberdeckung unten 3cm, seitlich 2cm
Biegerollendurchmesser $d_B = 5 d_e$

BSt 42 / 50 RK

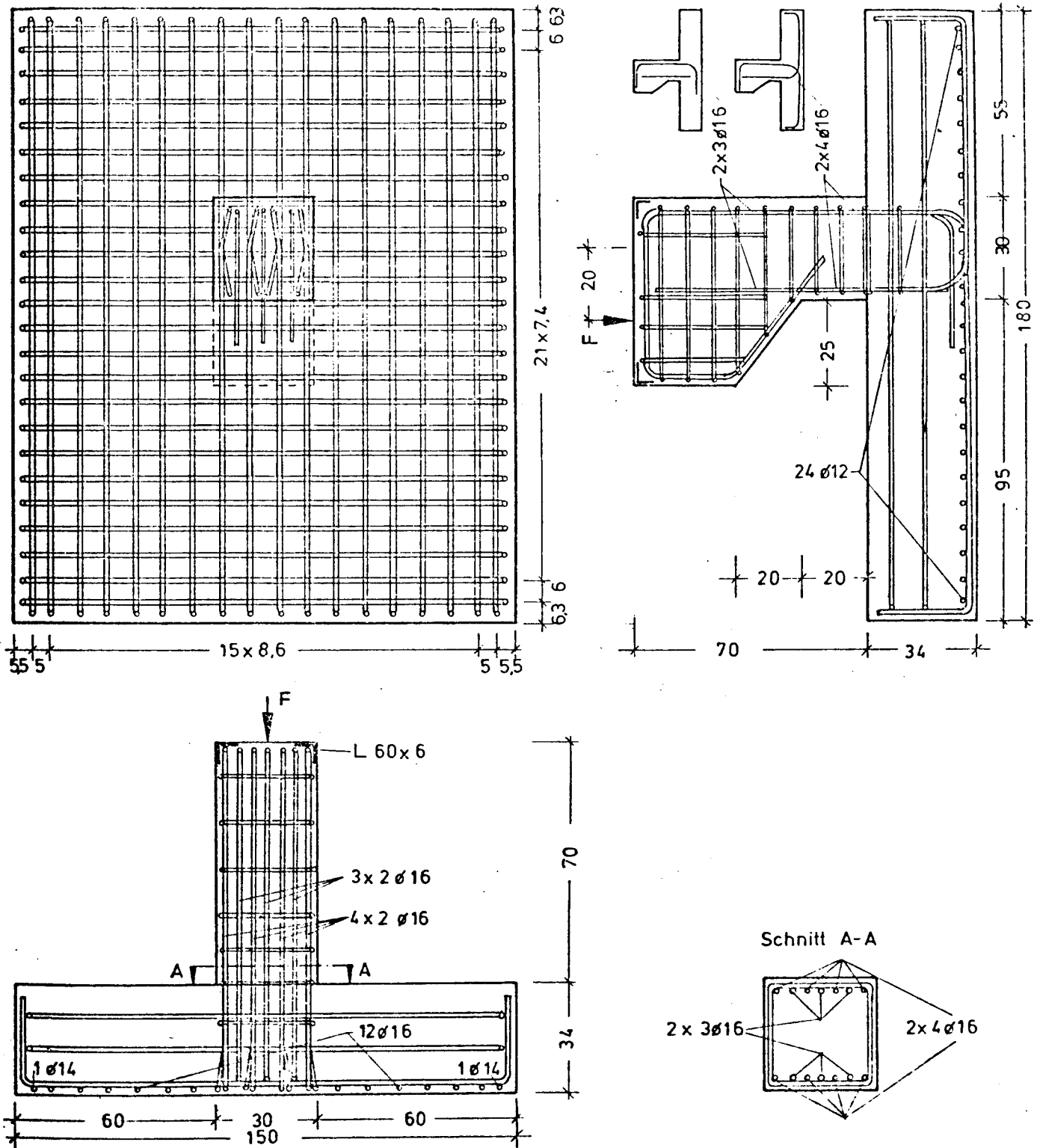
Abmessungen und Bewehrung Versuchskörper Z 3 und E 5



Betonüberdeckung unten 3cm, seitlich 2cm
Biegerolldurchmesser $d_B = 5 d_e$ bzw. $15 d_e$

BSt 42/50 RK

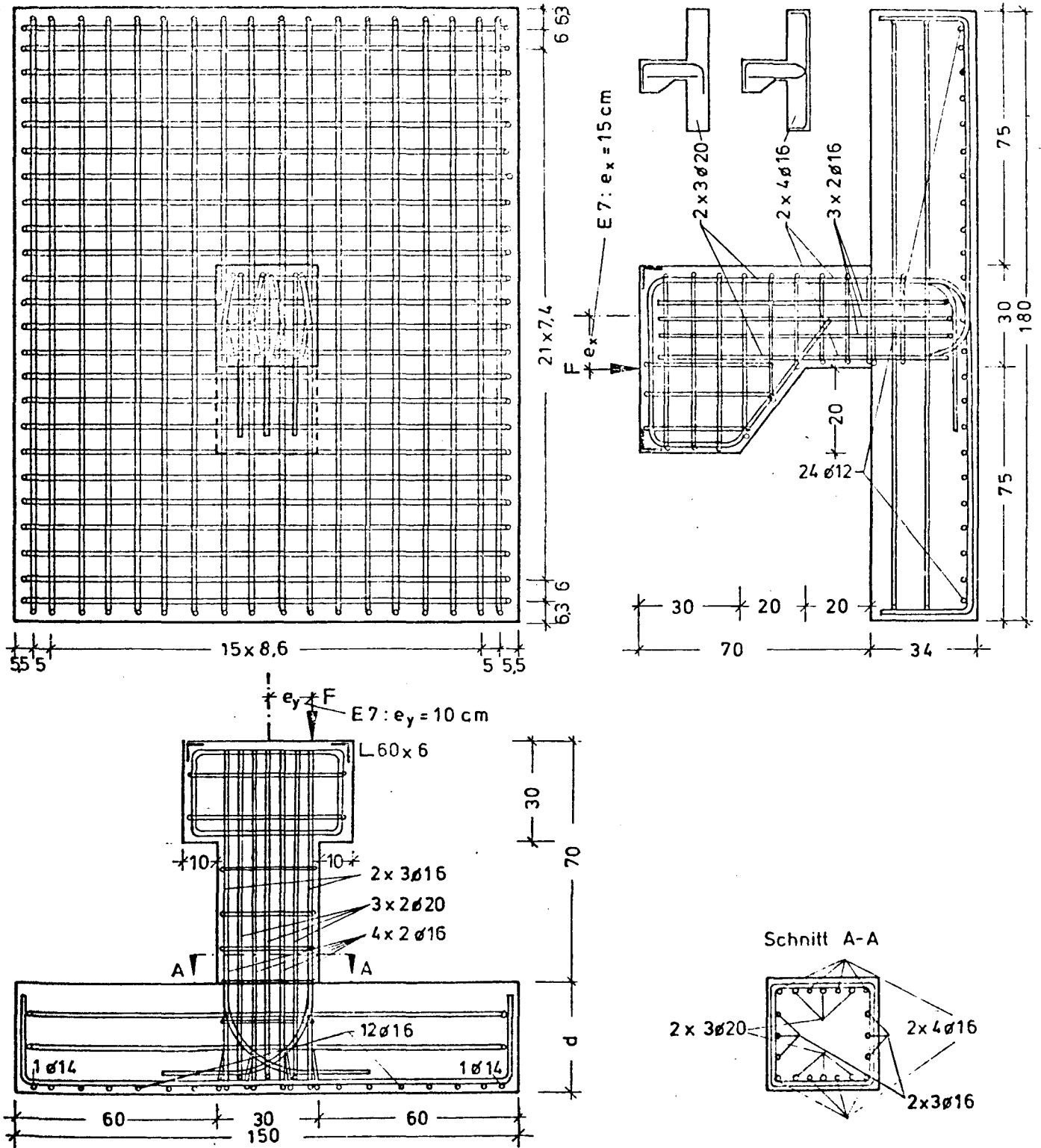
Abmessungen und Bewehrung
Versuchskörper E1, E2, E3 und E6



Betonüberdeckung unten 3cm, seitlich 2cm
 Biegerollendurchmesser $d_B = 5 d_e$ bzw. $15 d_e$

B St 42/50 RK

Abmessungen und Bewehrung
 Versuchskörper E 4



Betonüberdeckung unten 3cm, seitlich 2cm
 Biegerollendurchmesser $d_B = 5 d_e$ bzw. $15 d_e$

BSt 42/50 RK

Abmessungen und Bewehrung
 Versuchskörper E7

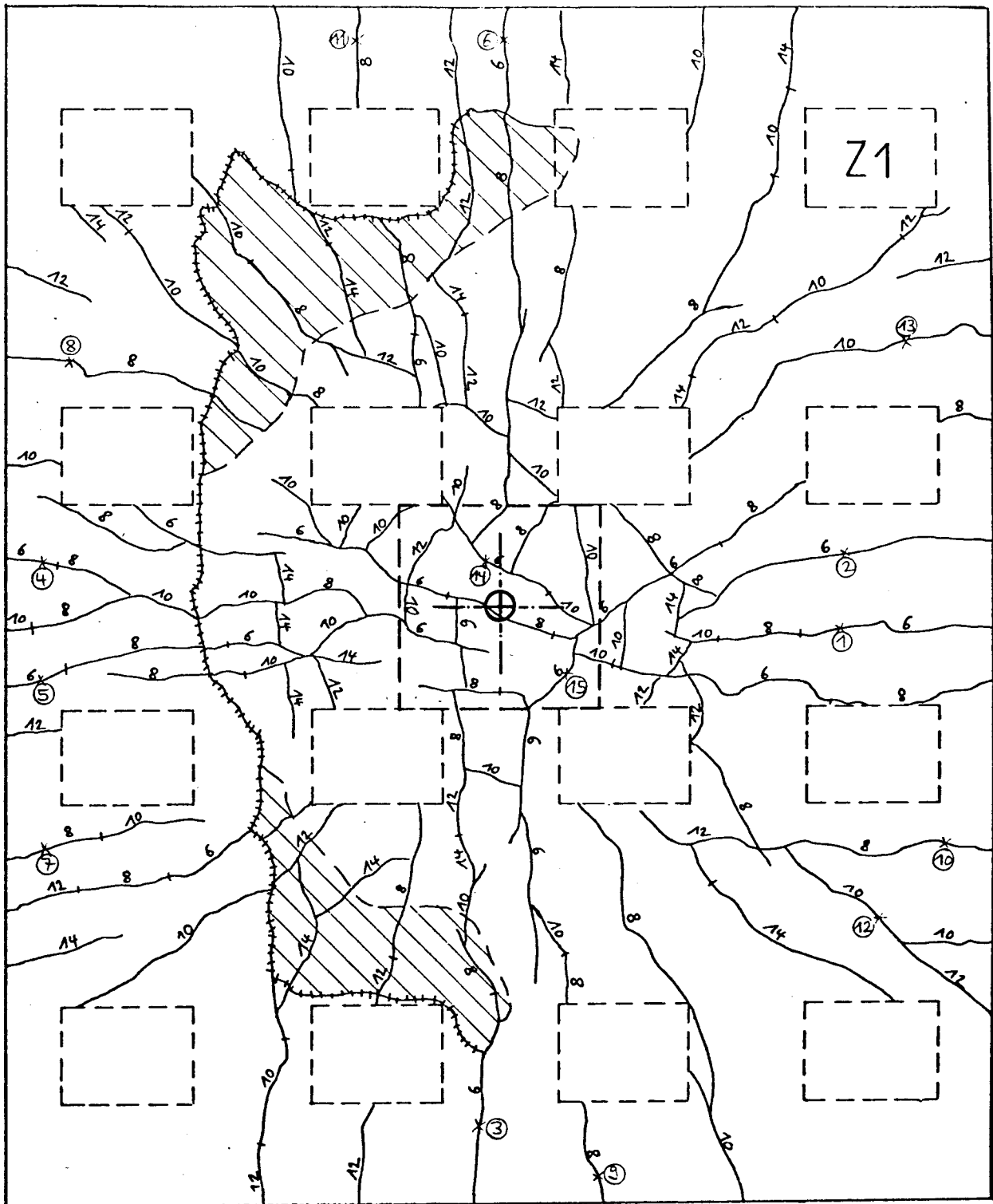
Versuchskörper			Z1	Z2	Z3	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8
Alter des Betons der Platte bei Versuchsdurchführung [Tage]			27	29	31	29	28	28	29	28	43	36	43
Bauteil	Art der Prüfung	Lagerung	Festigkeit [N/mm ²]										
Stütze	Druckfestigkeit (200 x 200 x 200)	28 Tage nach DIN 1048	51,5	50,8 ^x	49,7 ^x	54,4	47,6	57,3 ^x	50,6 ^x	57,6 ^x	55,7 ^x	55,9 ^x	56,1 ^x
Platte			27,2	28,3 ^x	29,2 ^x	26,3	25,0	33,1 ^x	33,0 ^x	31,3 ^x	31,0 ^x	31,4 ^x	30,0 ^x
Platte	Druckfestigkeit (200 x 200 x 200)	wie Versuchskörper	27,1	29,0 ^x	31,9 ^x	26,5	24,6	32,4 ^x	32,9 ^x	31,6 ^x	32,8 ^x	32,8 ^x	32,8 ^x
	Druckfestigkeit (Ø 150, l = 350)		23,2	25,8	25,8	23,8	21,5	27,4	30,6	27,9	29,1	29,4	31,3
	Spaltzugfestigkeit (Ø 150, l = 300)		2,12	2,50	2,43	2,38	2,06	2,16	2,59	2,35	2,73	2,18	2,96
	Biegezugfestigkeit (150/150/700)		2,63	2,66	2,98	2,41	2,45	2,71	3,01	2,60	3,59	2,76	3,55
	E-Modul bei 1/3 σ_{Bruch} (Ø 150, l = 350)		25000	21800	21500	21800	21600	23300	23800	21500	22900	22800	23900

^x Diese Werte wurden aus Festigkeitsprüfungen an Würfeln 150/150/150 mm gewonnen und entsprechend DIN 1045 umgerechnet: $\beta_{W200} = 0,95 \cdot \beta_{W150}$

Bild A3.6: Beton-Prüfergebnisse

Versuchskörper	Z1		Z2, Z3		E1		E2, E3		E4, E5, E6, E7, E8	
BSt 420/500 RK d _s [mm]	Streckgrenze β _S [N/mm ²] Zugfestigkeit β _Z [N/mm ²]									
	β _S	β _Z	β _S	β _Z	β _S	β _Z	β _S	β _Z	β _S	β _Z
8	453	540	-	-	-	-	433	522	-	-
10	-	-	-	-	-	-	415	483	460	538
12	457	533	434	527	430	533	453	568	449	533
14	456	554	418	527	-	-	-	-	454	555
16	421	522	464	558	420	523	424	513	433	523
20	-	-	-	-	423	523	423	523	431	529
25	-	-	-	-	-	-	458	549	455	563
	bezogene Rippenfläche f _R									
12	0,100		-		0,091		0,066		0,087	
16	0,090		-		0,090		0,077		0,104	

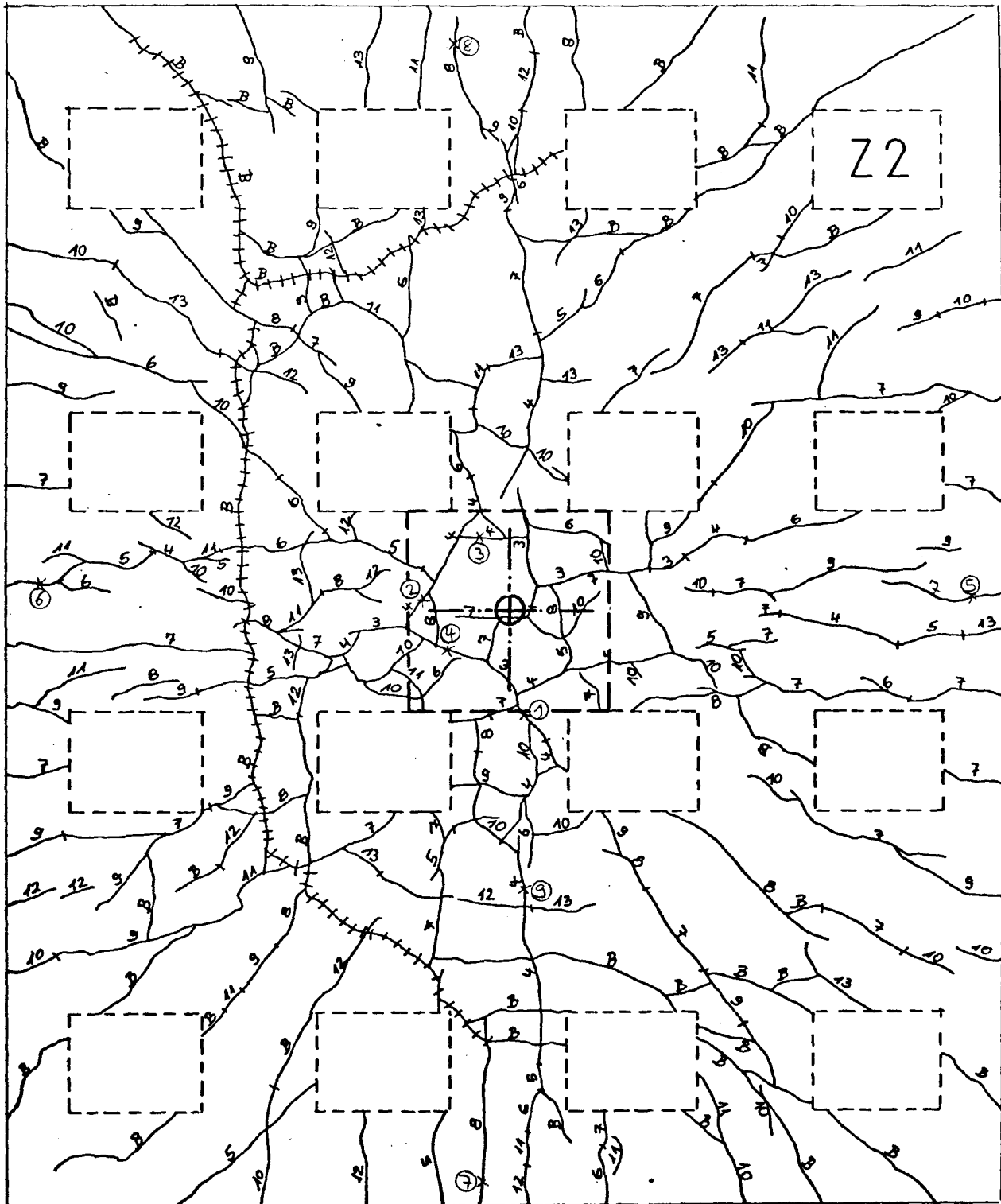
Bild A3.7: Stahl-Prüfergebnisse



Erläuterung :

- 6 Riß, aufgetreten bei 600 kN (Es sind nur Risse eingetragen, die bis 1400 kN auftraten)
- +++ klaffender Riß, aufgetreten beim Bruch (1600 kN)
- großflächige Abplatzungen bei erneuter Belastung nach dem Bruch
- ③ Lage der Meßstelle 3 zur Bestimmung der Rißbreiten
- ⊕ Angriffspunkt der resultierenden Belastung ($e=0$)

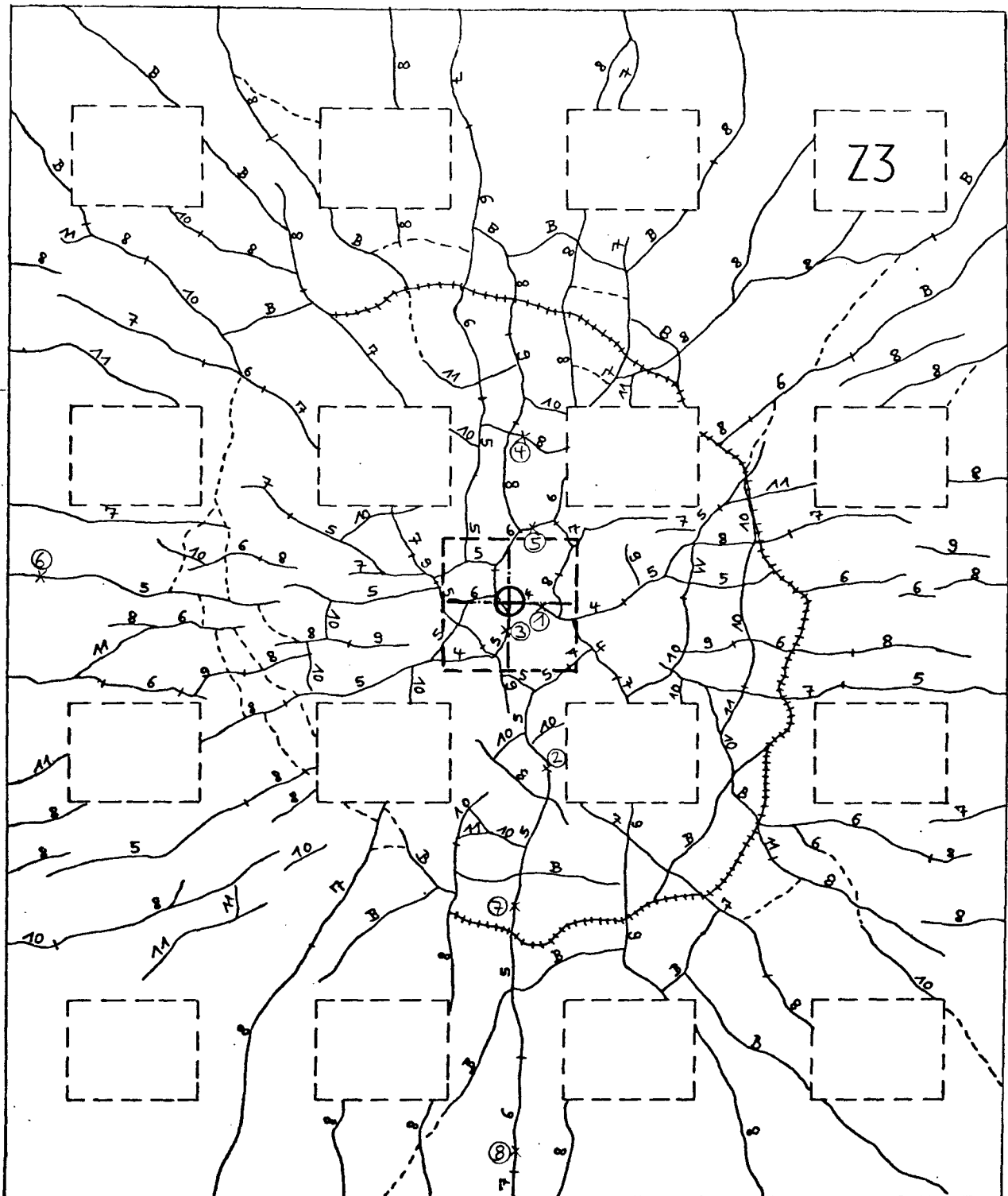
Riß- und Bruchbild
Versuchskörper Z 1



Erläuterung :

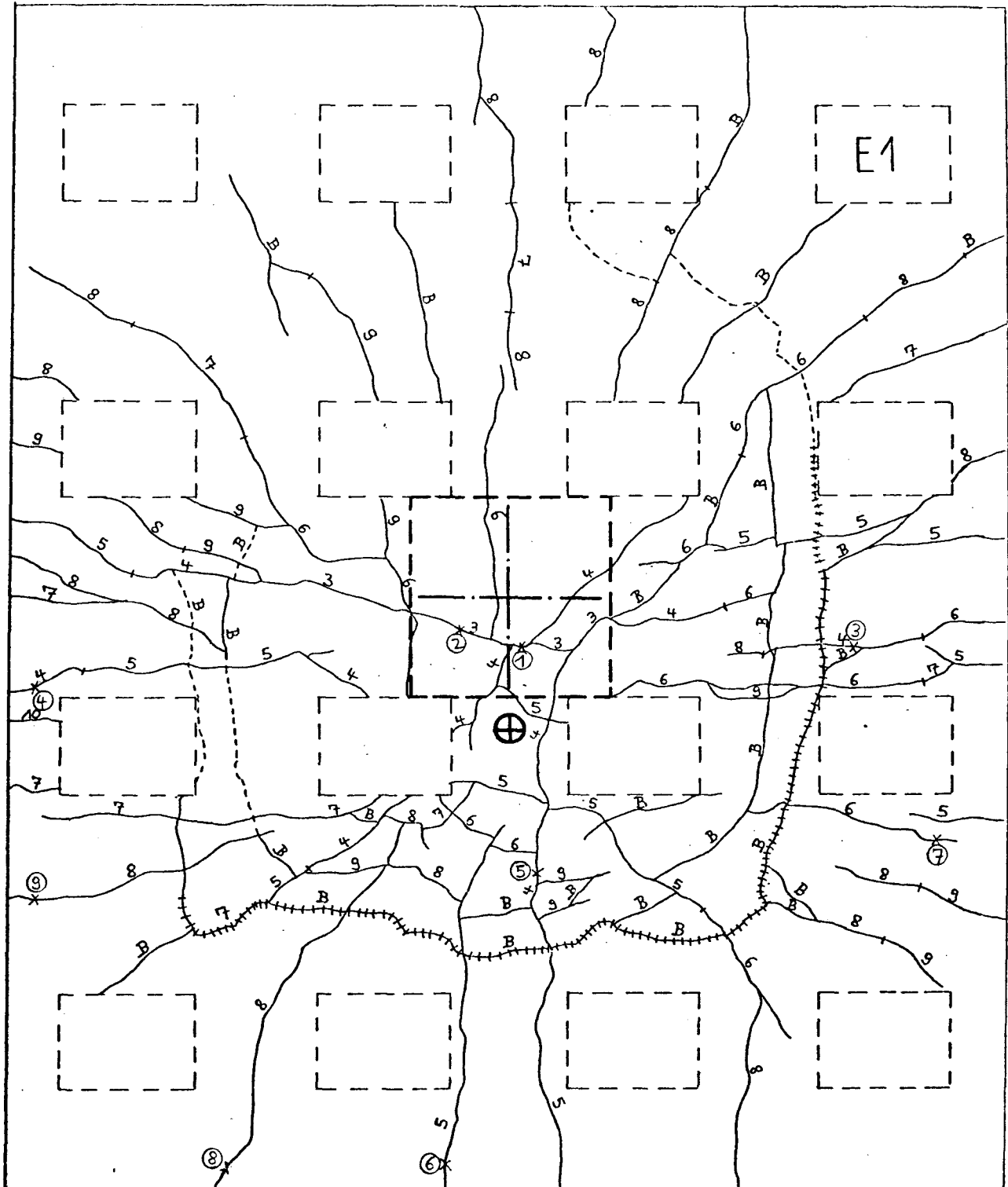
- 6 Riß, aufgetreten bei 600 kN Gesamtlast
- B Riß, aufgetreten beim Bruch (1380 kN)
- +++ klaffender Riß, aufgetreten beim Bruch
- ③ Lage der Meßstelle 3 zur Bestimmung der Rißbreiten
- ⊕ Angriffspunkt der resultierenden Belastung (e=0)

RiB- und Bruchbild
Versuchskörper Z 2



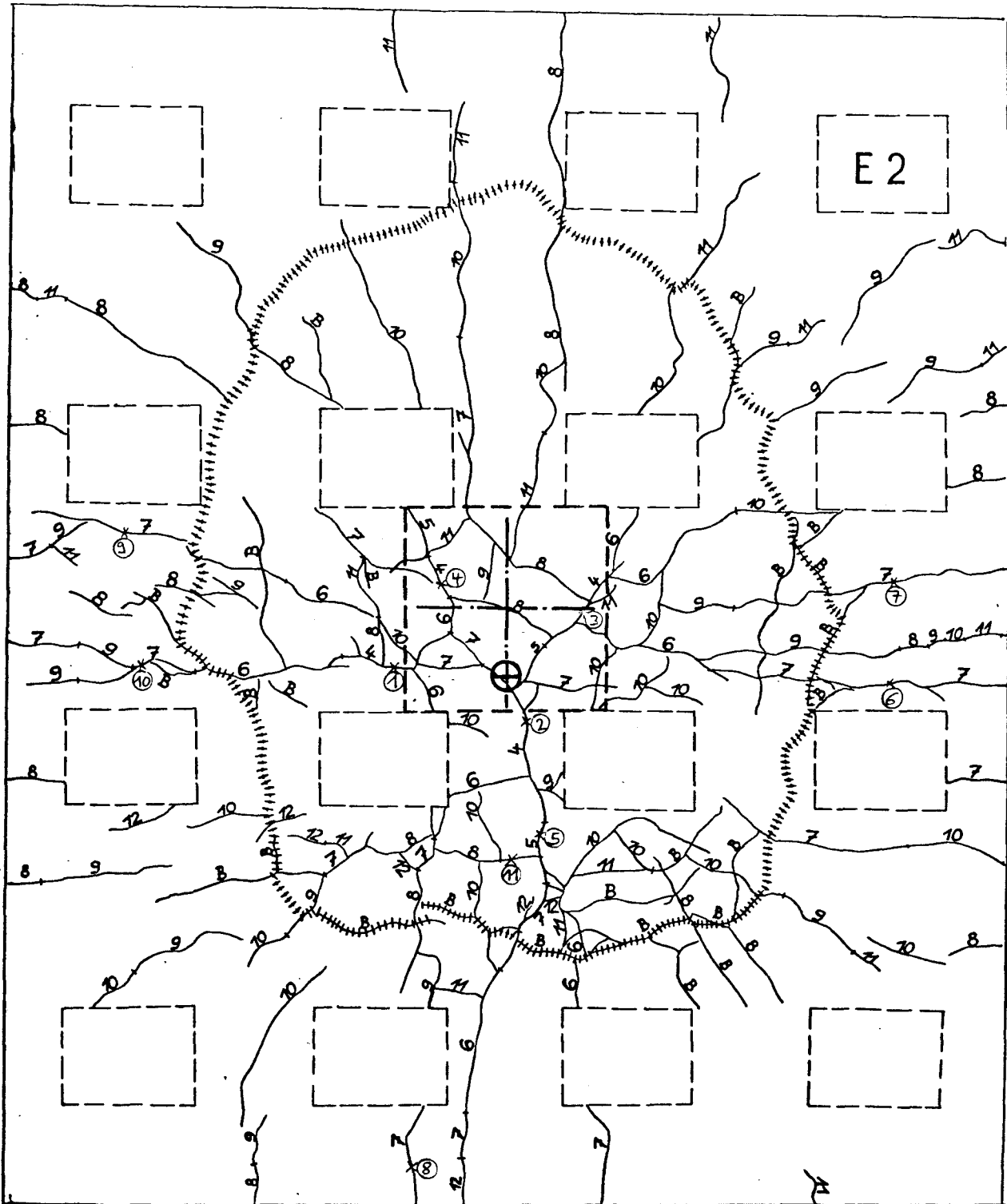
Erläuterung :
 6 Riß, aufgetreten bei 600 kN Gesamtlast
 B Riß, aufgetreten beim Bruch (1140 kN)
 +++klaffender Riß, aufgetreten beim Bruch
 ---Riß, aufgetreten bei erneuter Belastung nach dem Bruch
 ③ Lage der Meßstelle 3 zur Bestimmung der Rißbreiten
 ⊕ Angriffspunkt der resultierenden Belastung ($e=0$)

Riß- und Bruchbild
 Versuchskörper Z.3



Erläuterung :
 6 Riß, aufgetreten bei 600 kN Gesamtlast
 B Riß, aufgetreten beim Bruch (1000 kN)
 +++ klaffender Riß, aufgetreten beim Bruch
 --- Riß, aufgetreten bei erneuter Belastung nach dem Bruch
 (3) Lage der Meßstelle 3 zur Bestimmung der Rißbreiten
 ⊕ Angriffspunkt der resultierenden Belastung (e=20 cm)

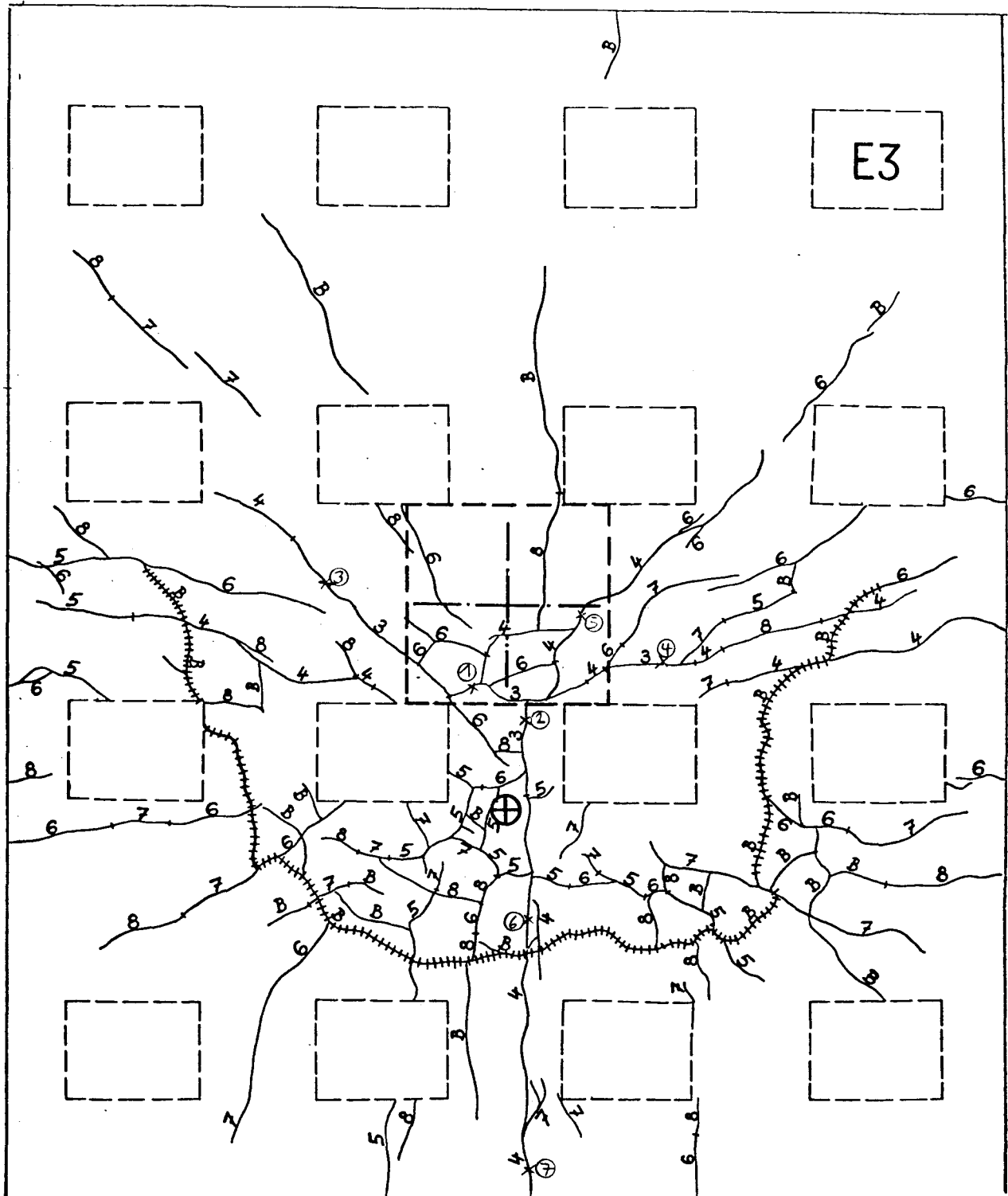
Riß- und Bruchbild
 Versuchskörper E 1



Erläuterung :

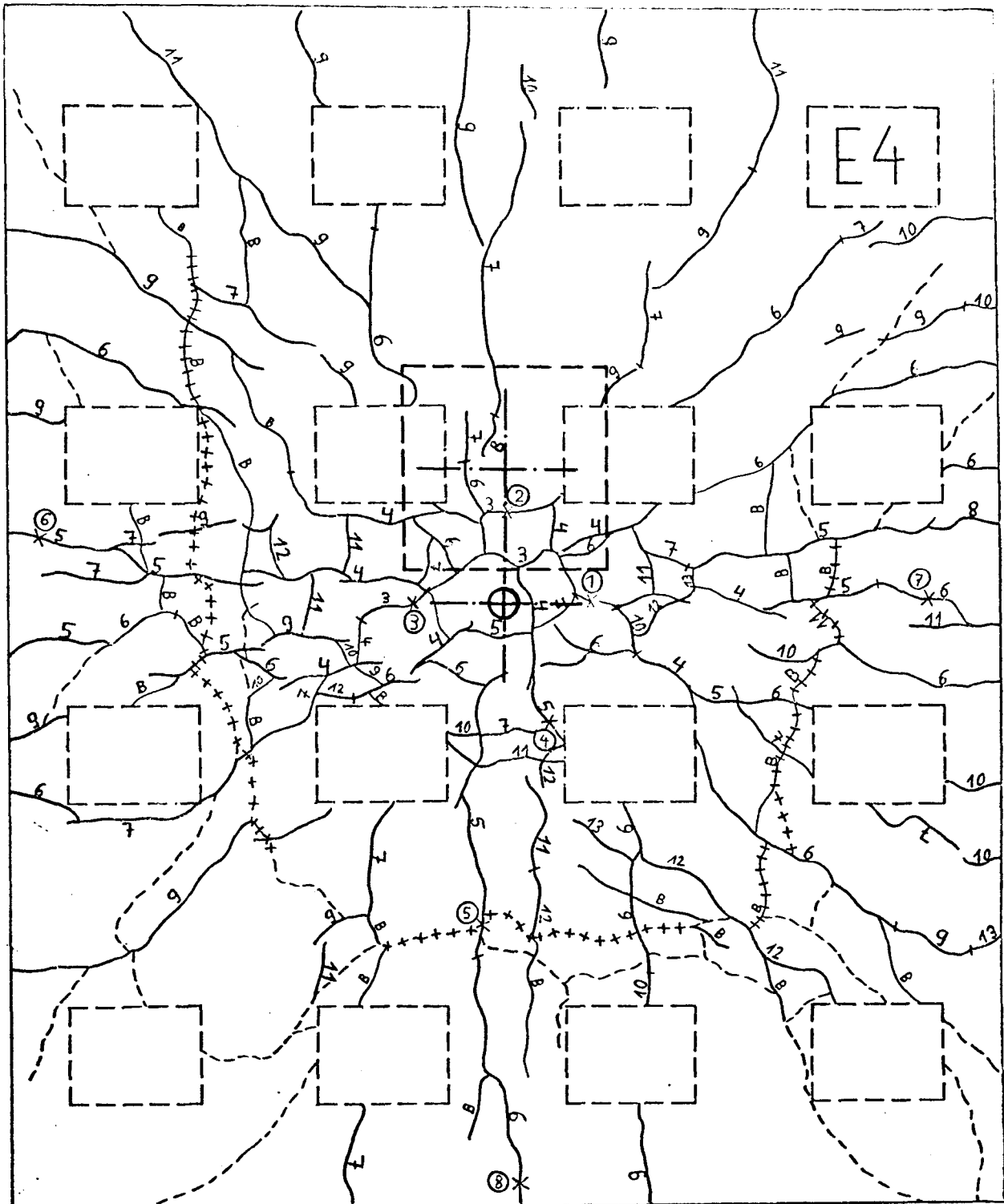
- 6 Riß, aufgetreten bei 600 kN Gesamtlast
- B Riß, aufgetreten beim Bruch (1200 kN)
- + + + klaffender Riß, aufgetreten beim Bruch
- + + + klaffender Riß, aufgetreten bei erneuter Belastung nach dem Bruch
- ⊙ Lage der Meßstelle 3 zur Bestimmung der Rißbreiten
- ⊕ Angriffspunkt der resultierenden Belastung (e = 10 cm)

Riß- und Bruchbild Versuchskörper E 2



Erläuterung :
 6 Riß, aufgetreten bei 600 kN Gesamtlast
 B Riß, aufgetreten beim Bruch (950 kN)
 + klaffender Riß, aufgetreten beim Bruch
 3 Lage der Meßstelle 3 zur Bestimmung der Rißbreiten
 ⊕ Angriffspunkt der resultierenden Belastung (e=30 cm)

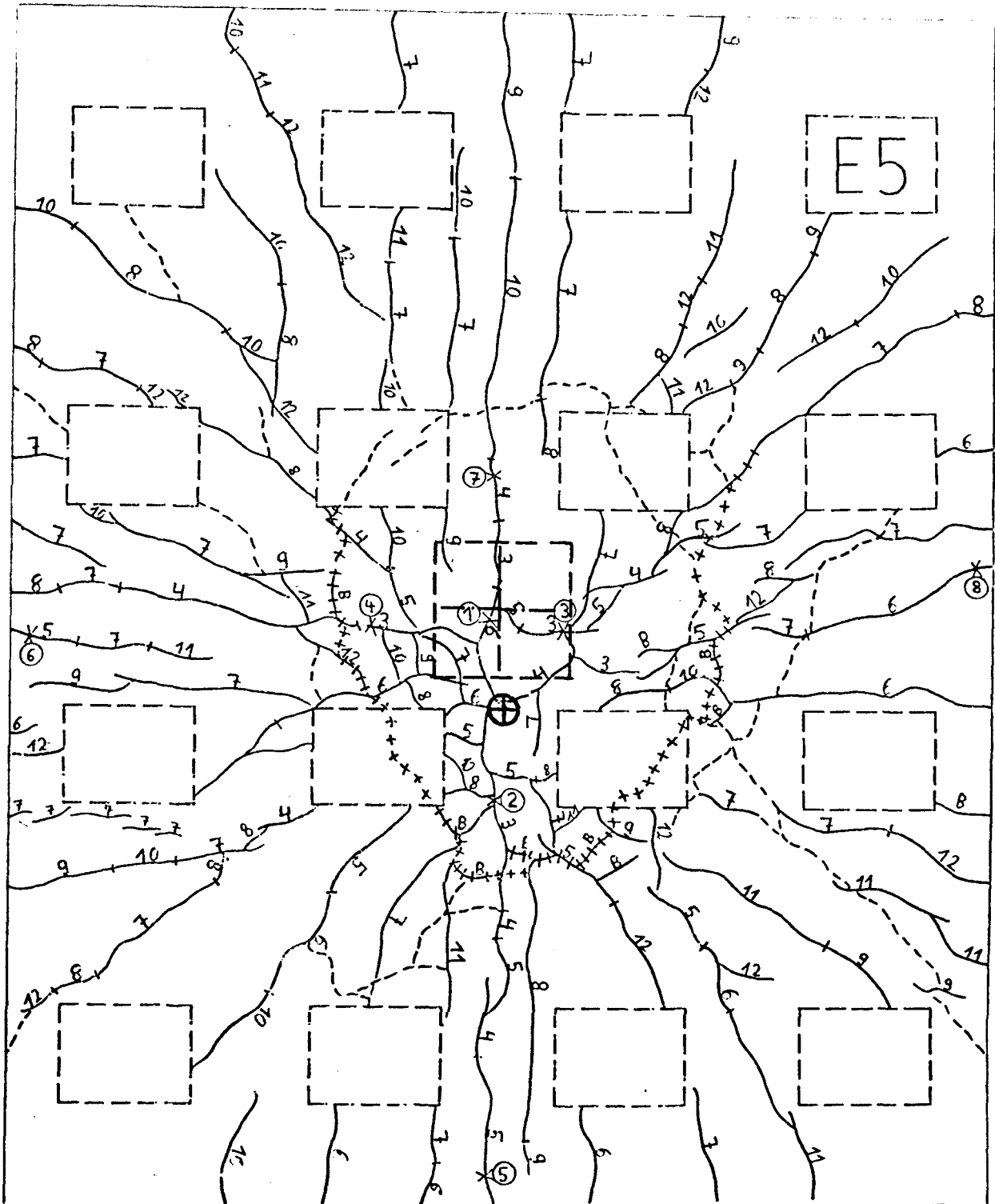
Riß- und Bruchbild
 Versuchskörper E 3









Erläuterung:

- Riß, aufgetreten bei 600 kN Gesamtlast
- Riß, aufgetreten beim Bruch (1350 kN)
- Riß, aufgetreten bei erneuter Belastung nach dem Bruch
- klaffender Riß, aufgetreten bei erneuter Belastung
- Lage der Meßstelle 3 zur Bestimmung der Rißbreiten
- Angriffspunkt der resultierenden Belastung ($e_{St} = 20 \text{ cm}$)

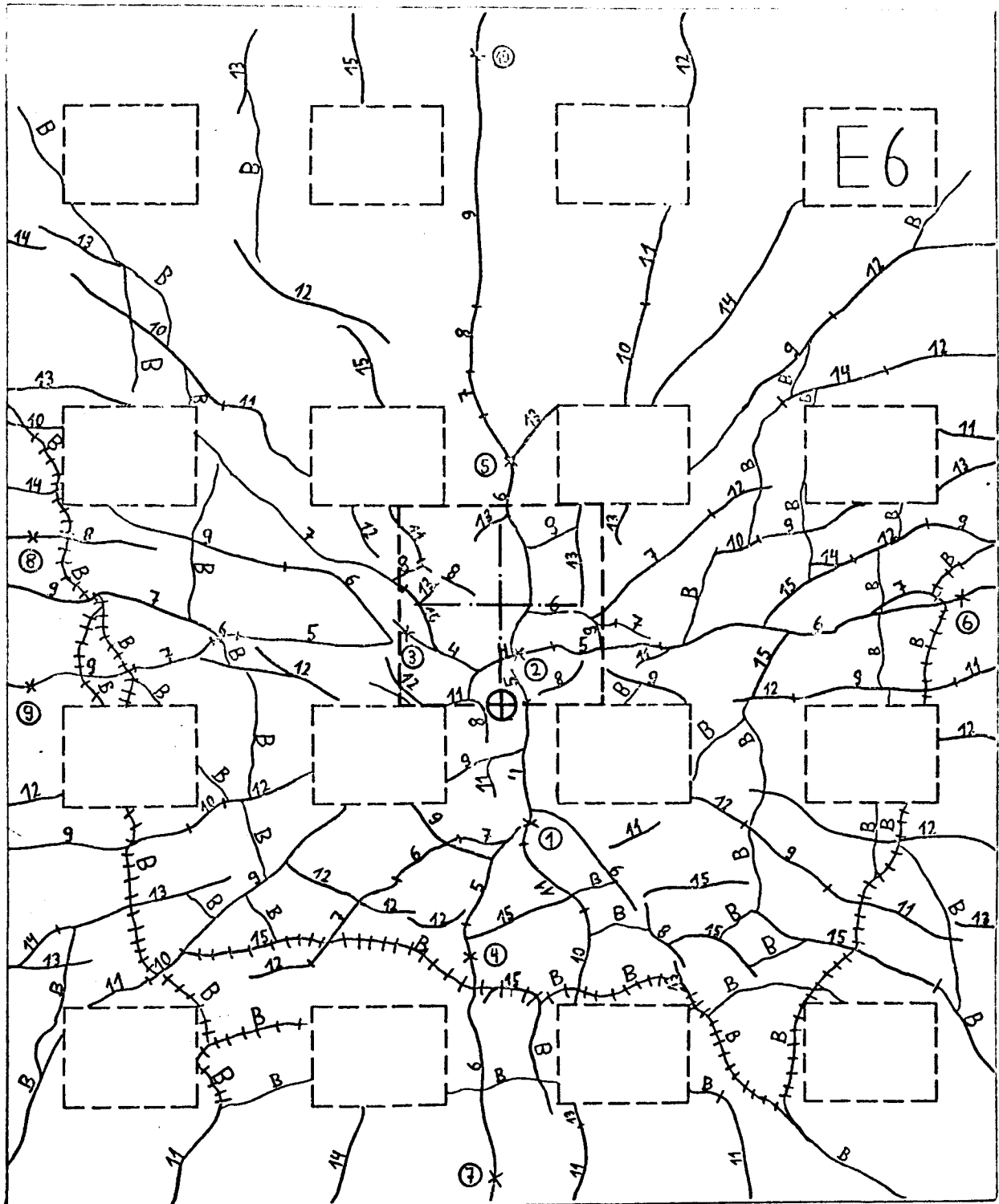
Riß- und Bruchbild Versuchskörper E 4








Erläuterung:

-  Riß, aufgetreten bei 600 kN Gesamtlast
-  Riß, aufgetreten beim Bruch (640 kN)
-  Riß, aufgetreten bei erneuter Belastung nach dem Bruch
-  klaffender Riß, aufgetreten bei erneuter Belastung
-  Lage der Meßstelle 3 zur Bestimmung der Rißbreiten
-  Angriffspunkt der resultierenden Belastung ($e = 15 \text{ cm}$)

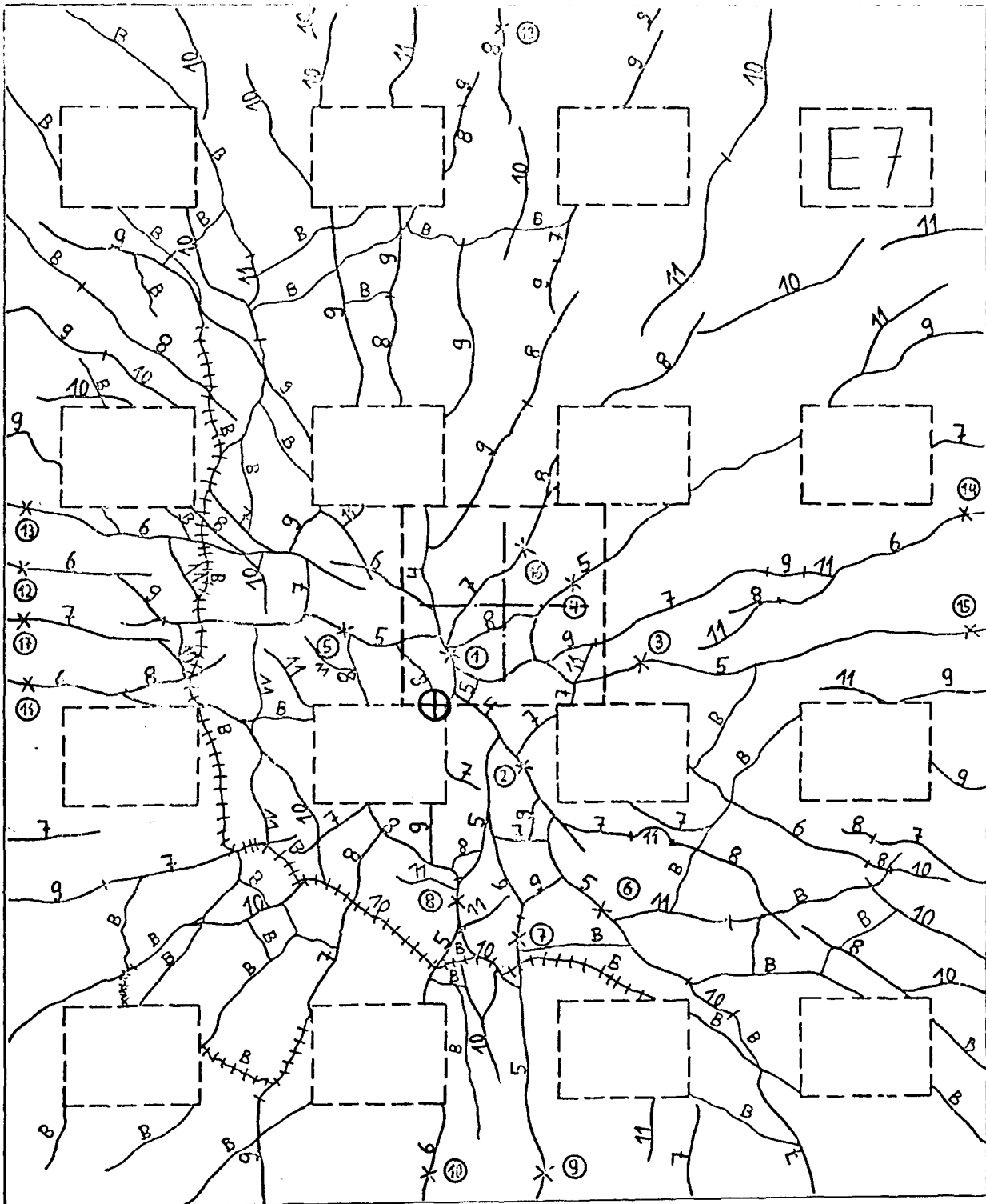
Riß- und Bruchbild Versuchskörper E 5



Erläuterung:

-  Riß, aufgetreten bei 600 kN Gesamtlast
-  Riß, aufgetreten beim Bruch (1540 kN)
-  klaffender Riß, aufgetreten beim Bruch
-  Lage der Meßstelle 3 zur Bestimmung der Rißbreiten
-  Angriffspunkt der resultierenden Belastung ($e = 15 \text{ cm}$)

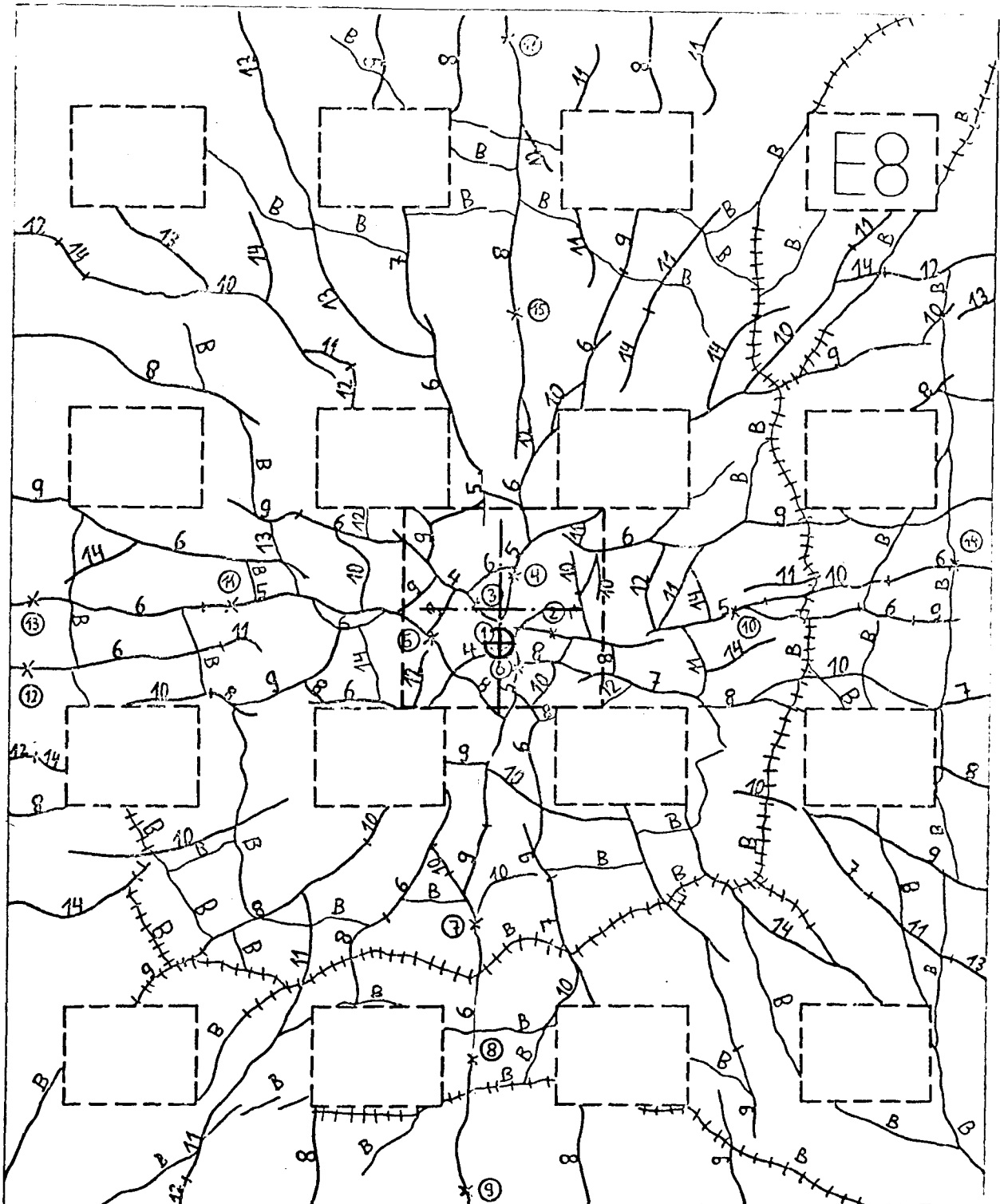
Riß- und Bruchbild Versuchskörper E 6



Erläuterung:

- c Riß, aufgetreten bei 600 kN Gesamtlast
- B Riß, aufgetreten beim Bruch (1145 kN)
- *** klaffender Riß, aufgetreten beim Bruch
- ③ Lage der Meßstelle 3 zur Bestimmung der Rißbreiten
- ⊕ Angriffspunkt der resultierenden Belastung ($e = 15 \text{ cm}$)

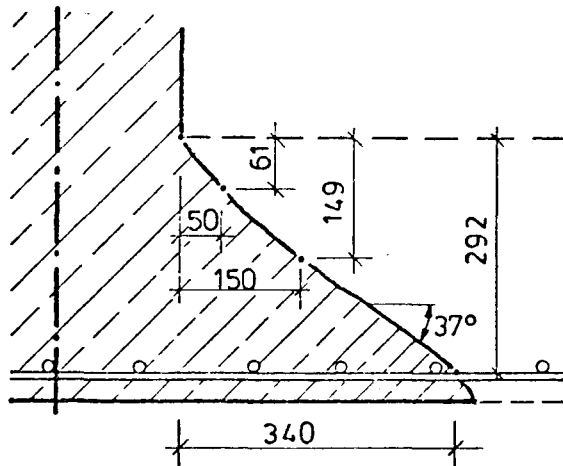
Riß- und Bruchbild Versuchskörper E 7



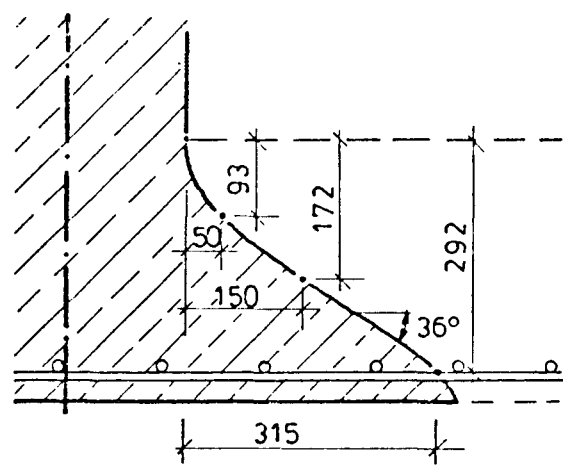
Erläuterung:

- Riß, aufgetreten bei 600 kN Gesamtlast
- - - Riß, aufgetreten beim Bruch (1505 kN)
- + + + klaffender Riß, aufgetreten beim Bruch
- x Lage der Meßstelle 3 zur Bestimmung der Rißbreiten
- ⊕ Angriffspunkt der resultierenden Belastung ($e_x = 15 \text{ cm}$, $e_y = 10 \text{ cm}$)

Riß - und Bruchbild Versuchskörper E 8

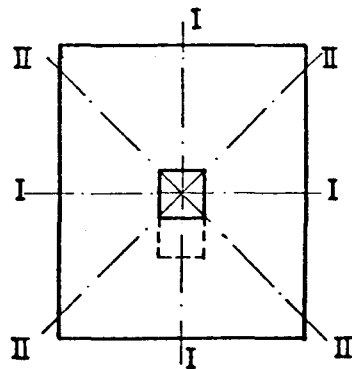


Hauptachsen (I)



Winkelhalbierende (II)

Schnitte:

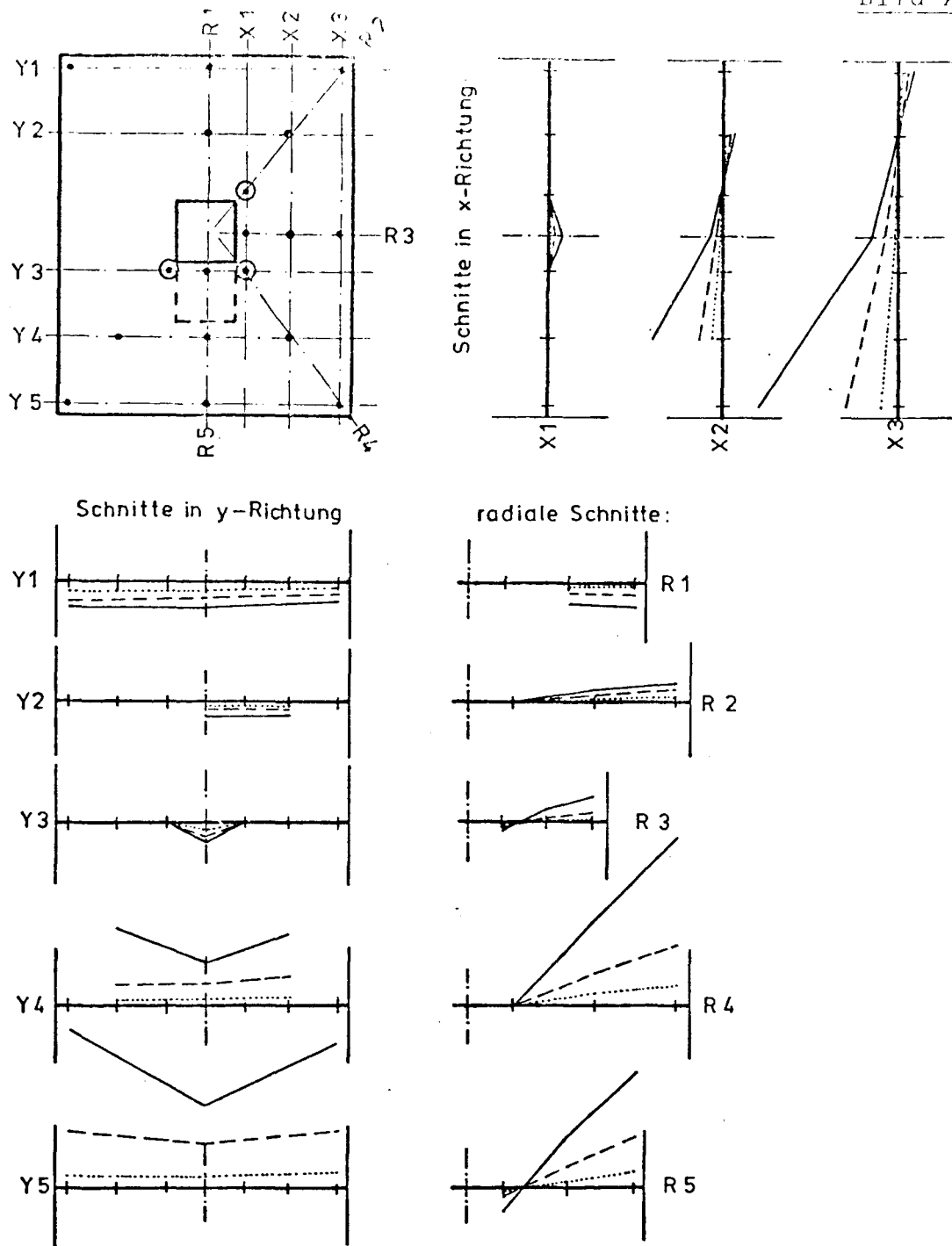


Dimensionen:

Längenangaben
in mm

Die angegebenen Maße sind Mittelwerte aus je 4 vermessenen Schnitten der freigelegten Bruchkegel von 5 Versuchskörpern (Fundamente Z1, E1, E2, E3 und E7)

Durchstanzkegel im Schnitt



Versuch	Stat. Nutzhöhe h_x [cm]	Stützenkante c [cm]	Lastexzentr. e_x [cm]
E3	30	30	30

Erläuterungen:

- Durchbiegungsmeßstelle
- ⊙ Die 3 umkreisten Meßstellen geben die Ebene an, auf die sich die Meßergebnisse beziehen

1 cm $\hat{=}$ 1 mm Durchbiegung

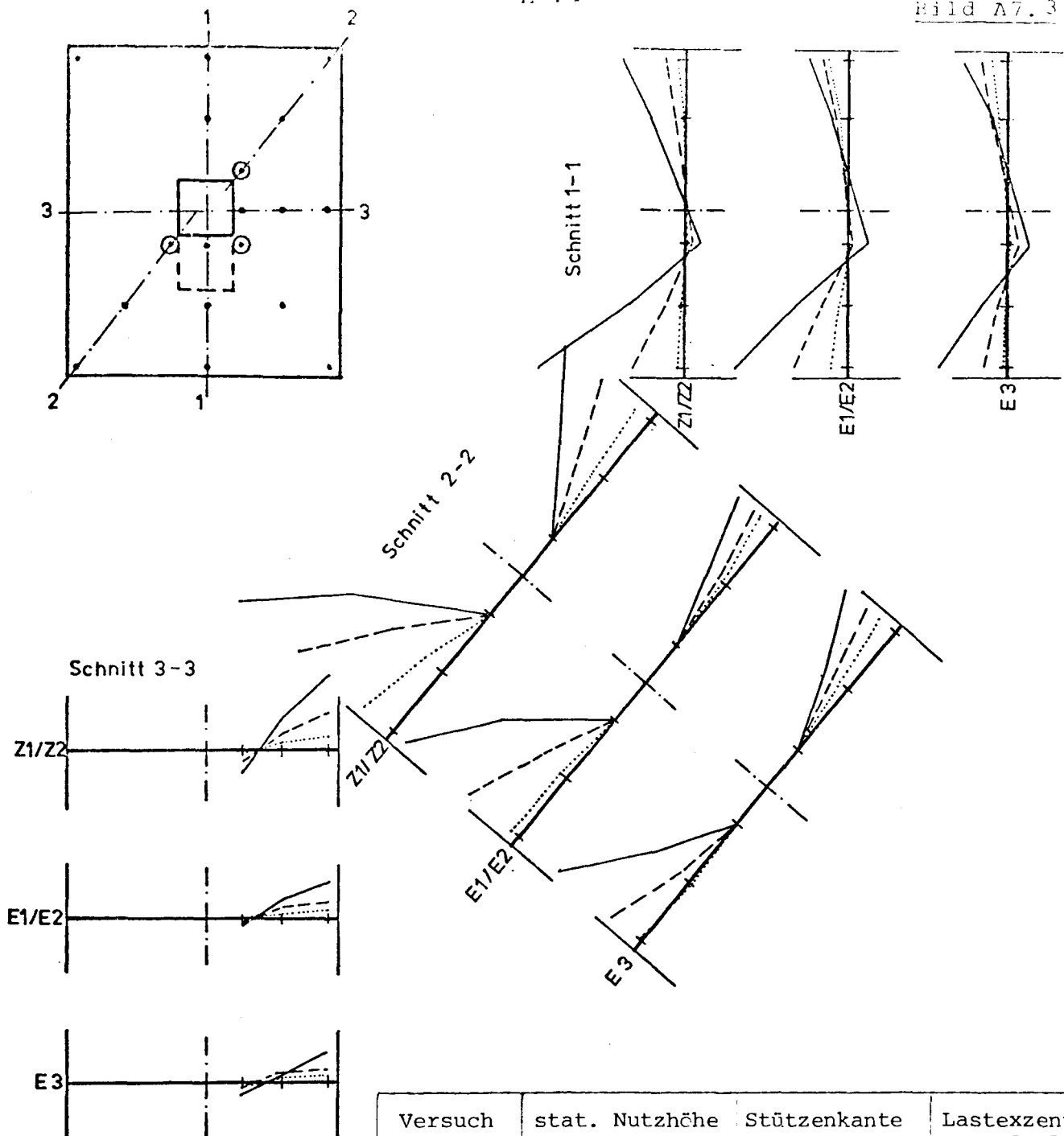
..... $F = 0,3 \cdot F_u$

----- $F = 0,6 \cdot F_u$

———— $F = 0,9 \cdot F_u$

(F = Last,
 F_u = Bruchlast)

Durchbiegungen der Fundamentplatte



Versuch	stat. Nutzhöhe h_x [cm]	Stützenkante c [cm]	Lastexzentr. e_x [cm]
Z1/Z2	30	30	0
E1/E2			15
E3			30

Erläuterungen:

Durchbiegemesßstelle

- ⊙ Die 3 umkreisten Meßstellen geben die Ebene an, auf die sich die Meßergebnisse beziehen

1 cm $\hat{=}$ 1 mm Durchbiegung

..... $F = 0,3 \cdot F_u$

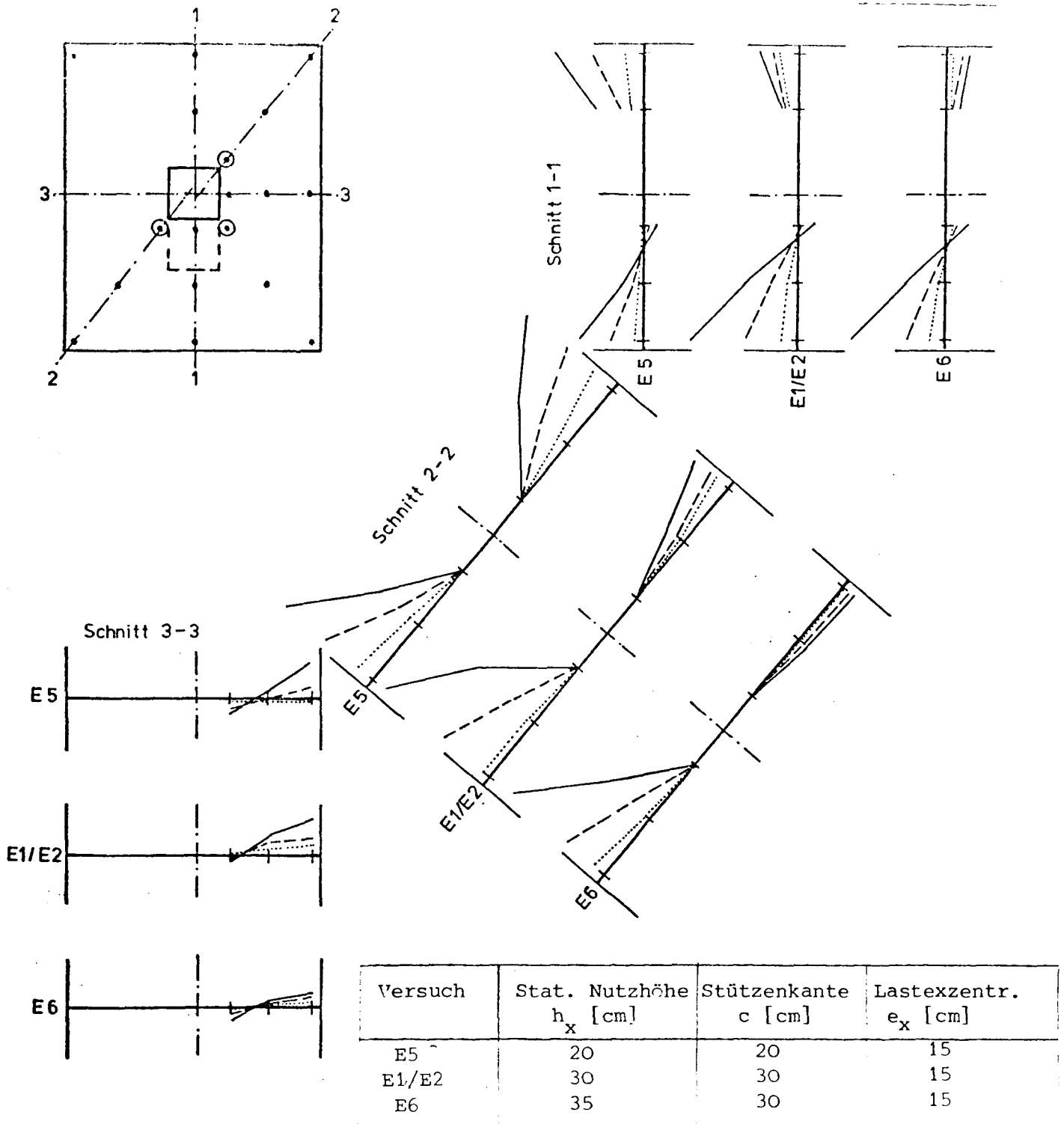
----- $F = 0,6 \cdot F_u$

———— $F = 0,9 \cdot F_u$

(F = Last, F_u = Bruchlast)

Durchbiegungen der Fundamentplatte

- Einfluß der Lastausmitte -



Erläuterungen:

- Durchbiegungsmeßstelle
- ⊙ Die 3 umkreisten Meßstellen geben die Ebene an, auf die sich die Meßergebnisse beziehen

1 cm $\hat{=}$ 1 mm Durchbiegung

..... $F = 0,3 \cdot F_u$

----- $F = 0,6 \cdot F_u$

———— $F = 0,9 \cdot F_u$

(F = Last, F_u = Bruchlast)

Durchbiegungen der Fundamentplatte

- Einfluß der Plattendicke -

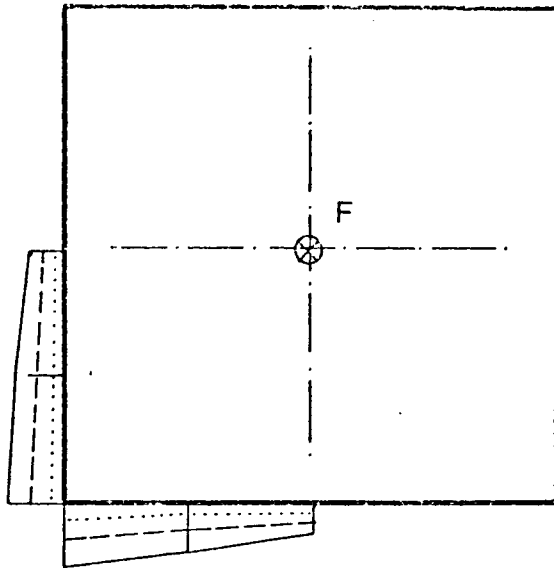


Bild A7.5:

Versuchskörper Z1
($e = 0$)

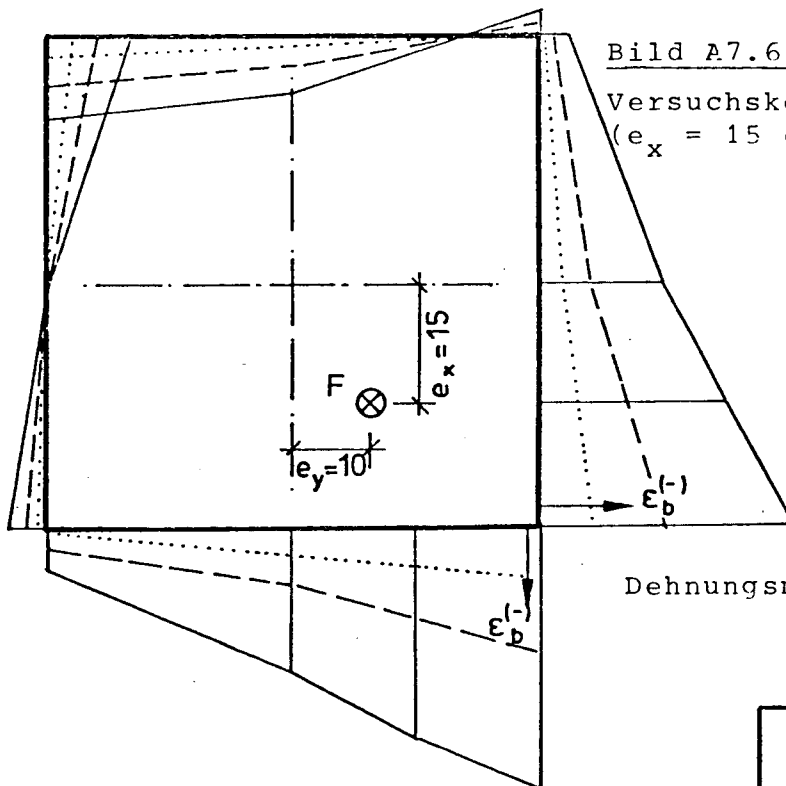
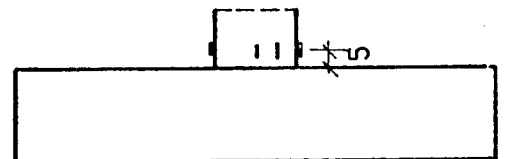


Bild A7.6:

Versuchskörper E7
($e_x = 15 \text{ cm}$, $e_y = 10 \text{ cm}$)

Dehnungsmeßstellen:



Belastung:

- $F = 0,3 \cdot F_u$
- $F = 0,6 \cdot F_u$
- $F = 0,9 \cdot F_u$

Dehnung:

- $1 \text{ cm} \hat{=} 1 \text{ ‰}$
- innen $\hat{=} \text{ pos. (Zug)}$
- außen $\hat{=} \text{ neg. (Druck)}$

Dehnungen am Beton entlang des Stützenumfanges
- Versuchskörper Z1 und E7 -

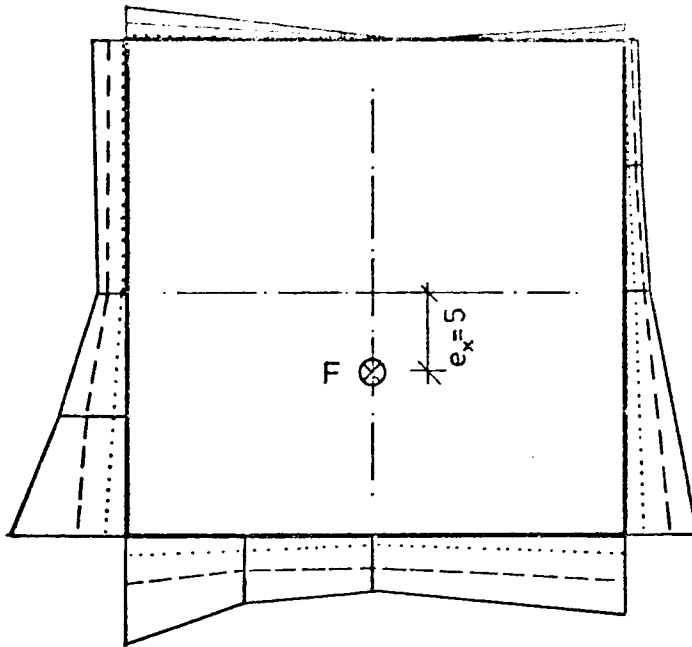


Bild A7.7:

Versuchskörper E8
($e_x = 5 \text{ cm}$)

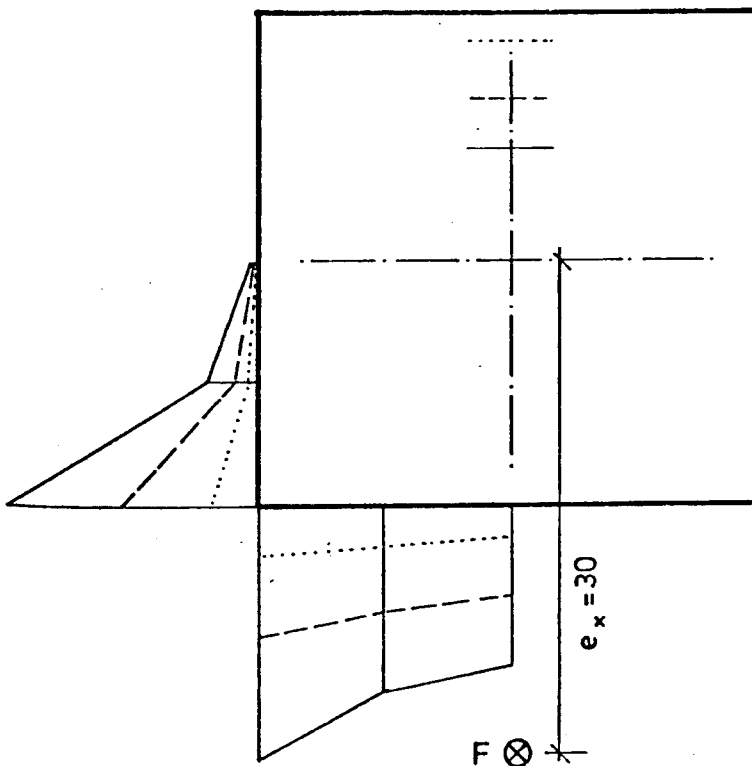
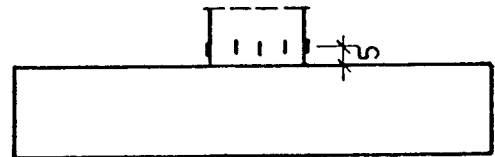


Bild A7.8:

Versuchskörper E3
($e_x = 30 \text{ cm}$)

Dehnungsmeßstellen:



Belastung:

- $F = 0,3 \cdot F_u$
- $F = 0,6 \cdot F_u$
- $F = 0,9 \cdot F_u$

Dehnung:

- 1 cm $\hat{=}$ 1‰
- innen $\hat{=}$ pos. (zug)
- außen $\hat{=}$ neg. (Druck)

Dehnungen am Beton entlang des Stützenumfanges

- Versuchskörper E8 und E3 -

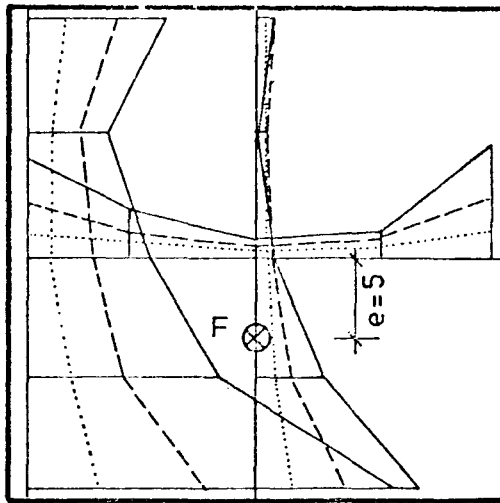
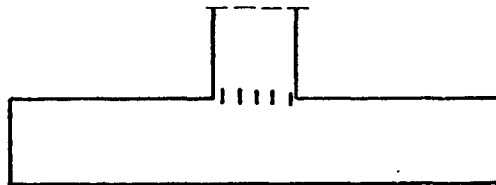


Bild 7.9:

Versuchskörper E8
($e_x = 5$ cm)

Dehnungsmeßstellen:



Dehnungen:

1 cm \approx 1‰ Stauchung

Belastung:

..... $F = 0,3 \cdot F_u$

----- $F = 0,6 \cdot F_u$

———— $F = 0,9 \cdot F_u$

Dehnungen im Beton am Stützenanschnitt

- Versuchskörper E 8 -

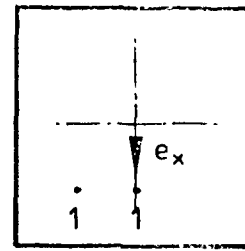
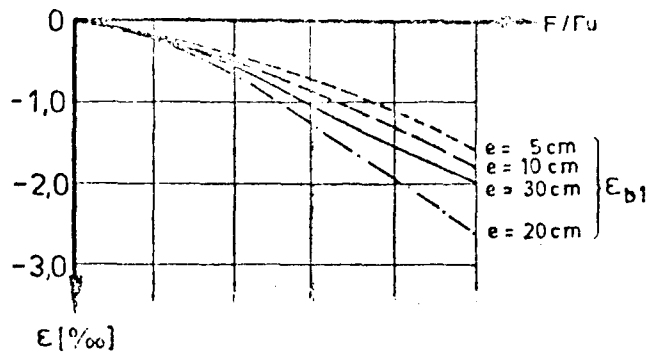


Bild A7.10

Dehnungen im Beton
im Stützenanschnitt

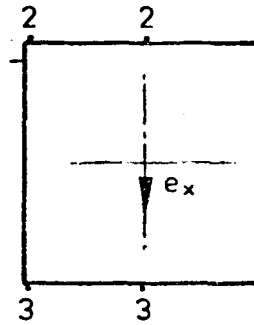
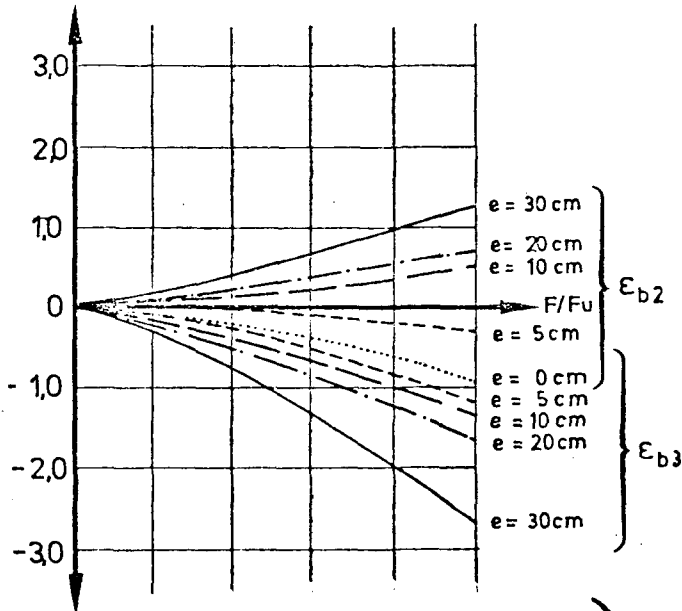


Bild A7.11

Dehnungen am Beton 5 cm
über dem Stützenanschnitt
(Messung direkt am Stützen-
anschnitt war meßtechnisch
nicht möglich)

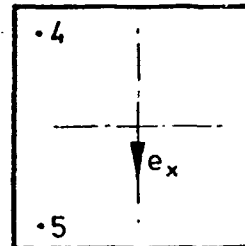
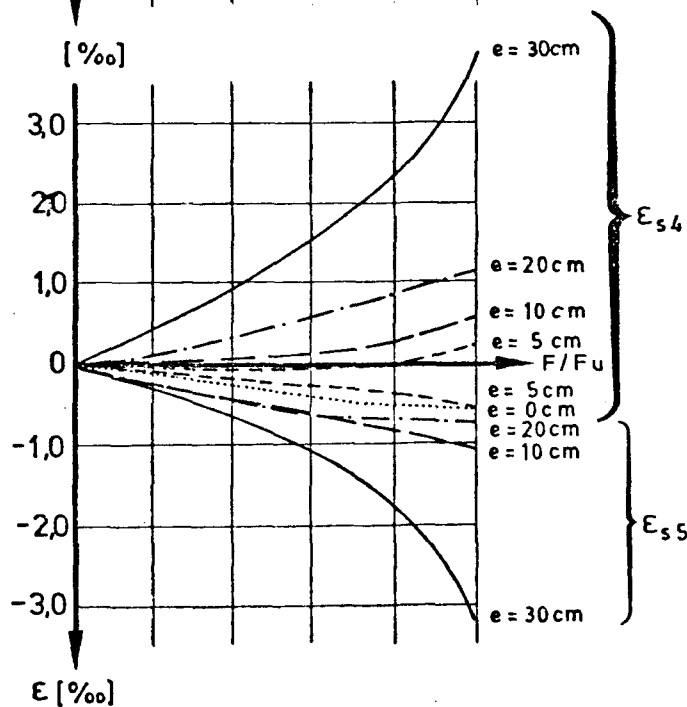


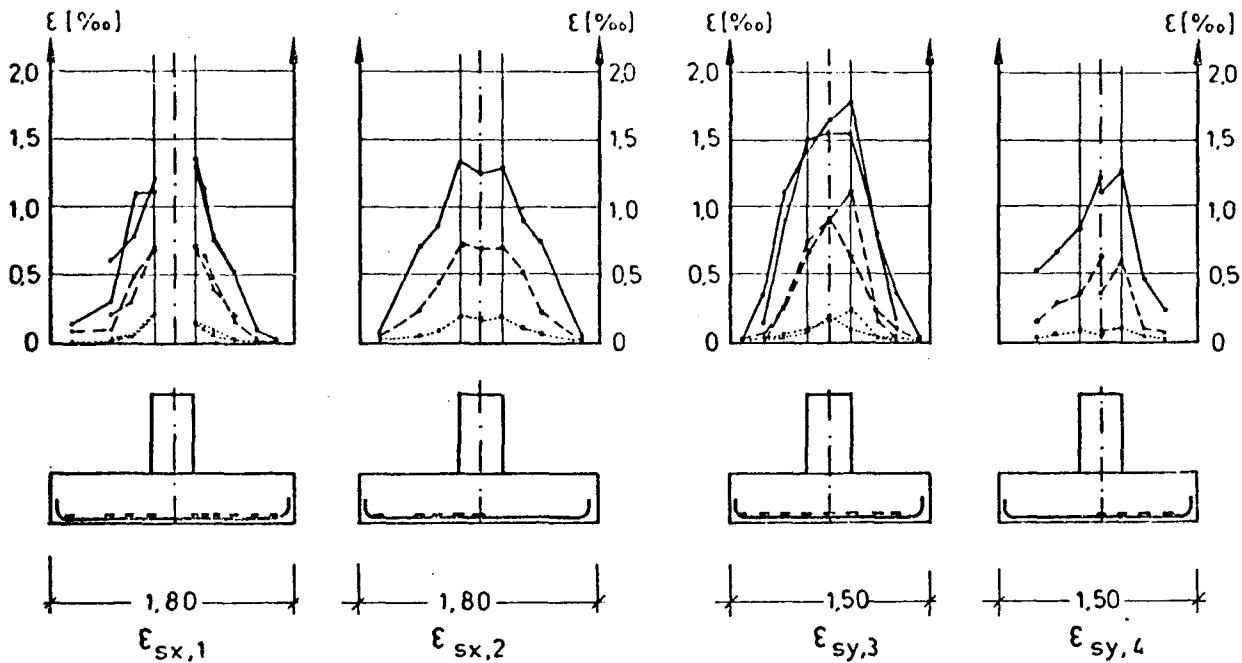
Bild A7.12

Dehnungen der Bewehrungs-
stäbe im Stützenanschnitt

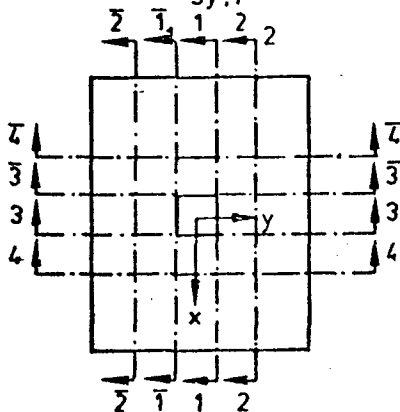
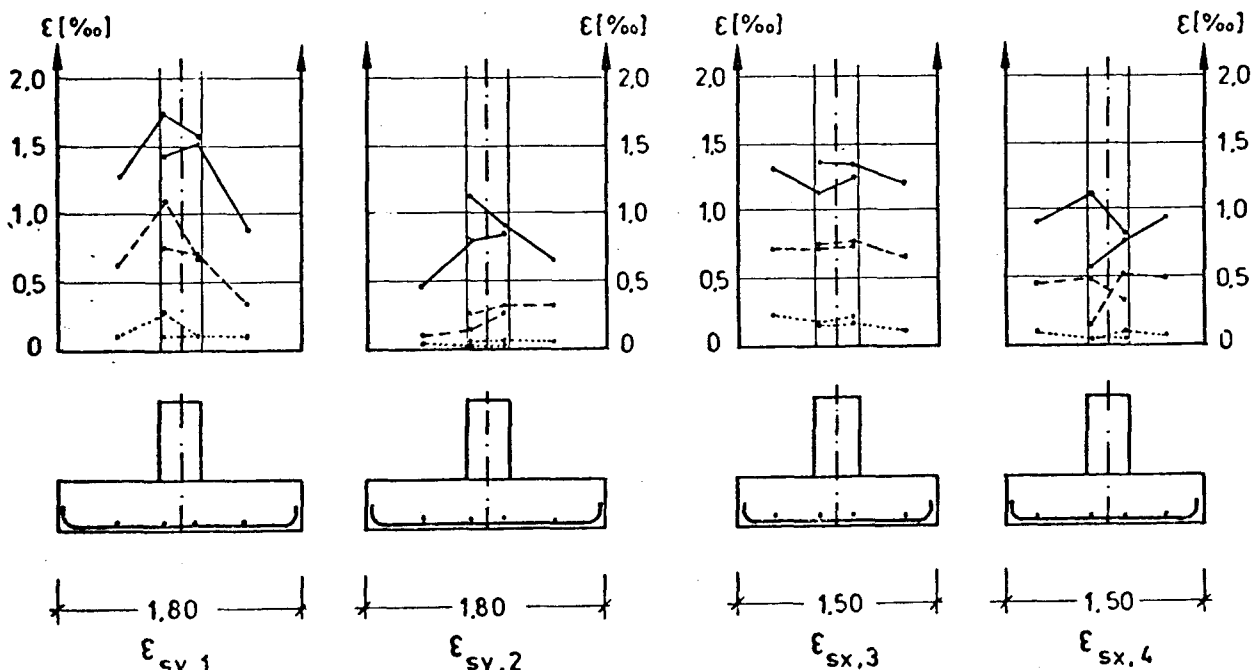
Versuch	Z1	E8	E2	E1	E3
e_x [cm]	0	5	10	20	30

Dehnungen am bzw. 5 cm über dem Stützenanschnitt
- Einfluß der Lastausmittigkeit e_x -

DEHNUNGEN PARALLEL ZUR SCHNITTTRICHTUNG :



DEHNUNGEN SENKRECHT ZUR SCHNITTTRICHTUNG :



Dehnungen ϵ_s :

Index x u. y = Richtung der Dehnungen

Index 1,2,3 u.4 = Schnitt 1,2,3 u. 4 (bzw. aus Symmetriegründen gleichwertiger Schnitt 1,2,3 u. 4), in dem die Dehnungen gemessen wurden

Belastung: $F = 0,3 \cdot F_u$

(F = Last

--- $F = 0,6 \cdot F_u$

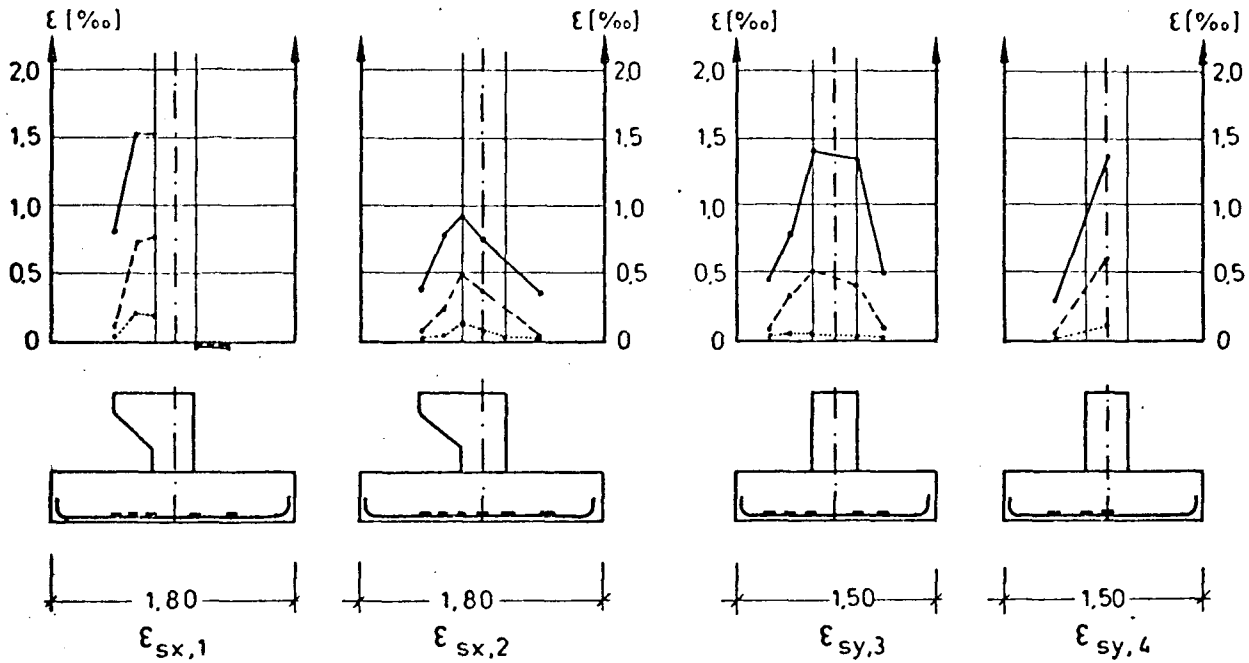
F_u = Bruchlast)

— $F = 0,9 \cdot F_u$

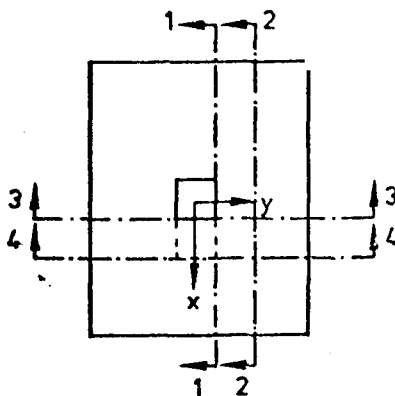
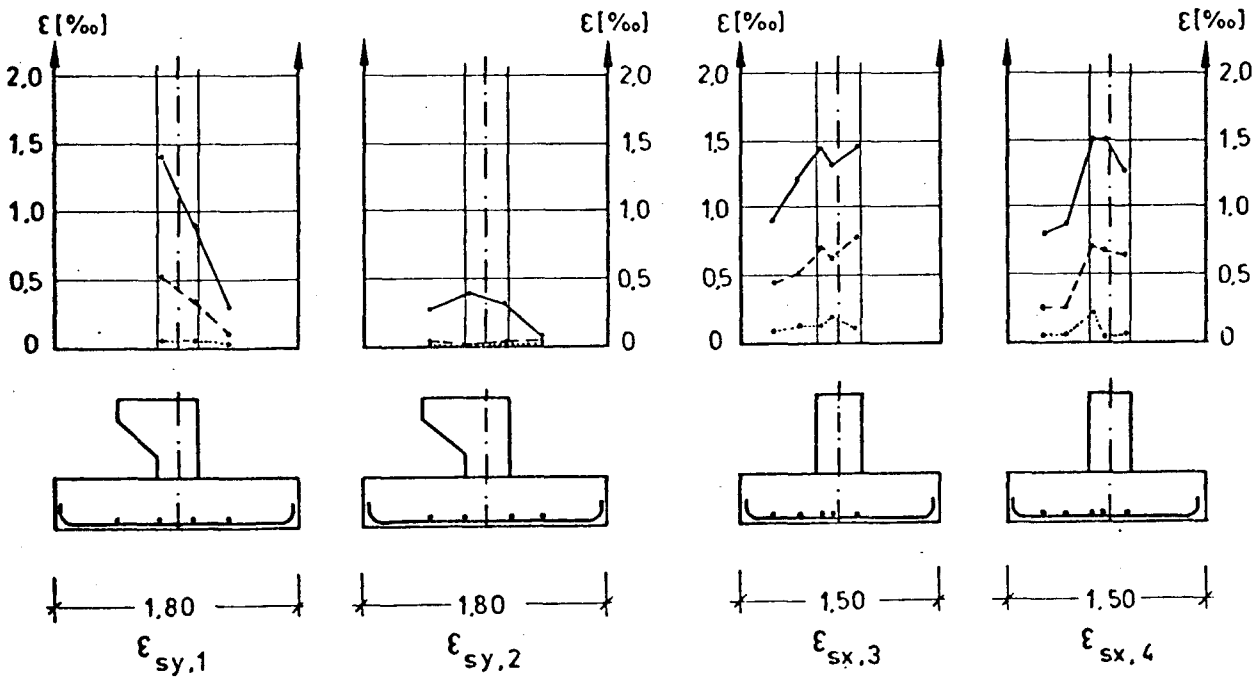
Dehnungen der Bewehrungsstäbe

Versuchskörper Z1

DEHNUNGEN PARALLEL ZUR SCHNITTTRICHTUNG :



DEHNUNGEN SENKRECHT ZUR SCHNITTTRICHTUNG :



Dehnungen ϵ_s :

Index x u. y = Richtung der Dehnungen

Index 1,2,3 u. 4 = Schnitt, in dem die Dehnungen gemessen wurden

Belastung:

..... F = 0,3 · F_u

--- F = 0,6 · F_u

— F = 0,9 · F_u

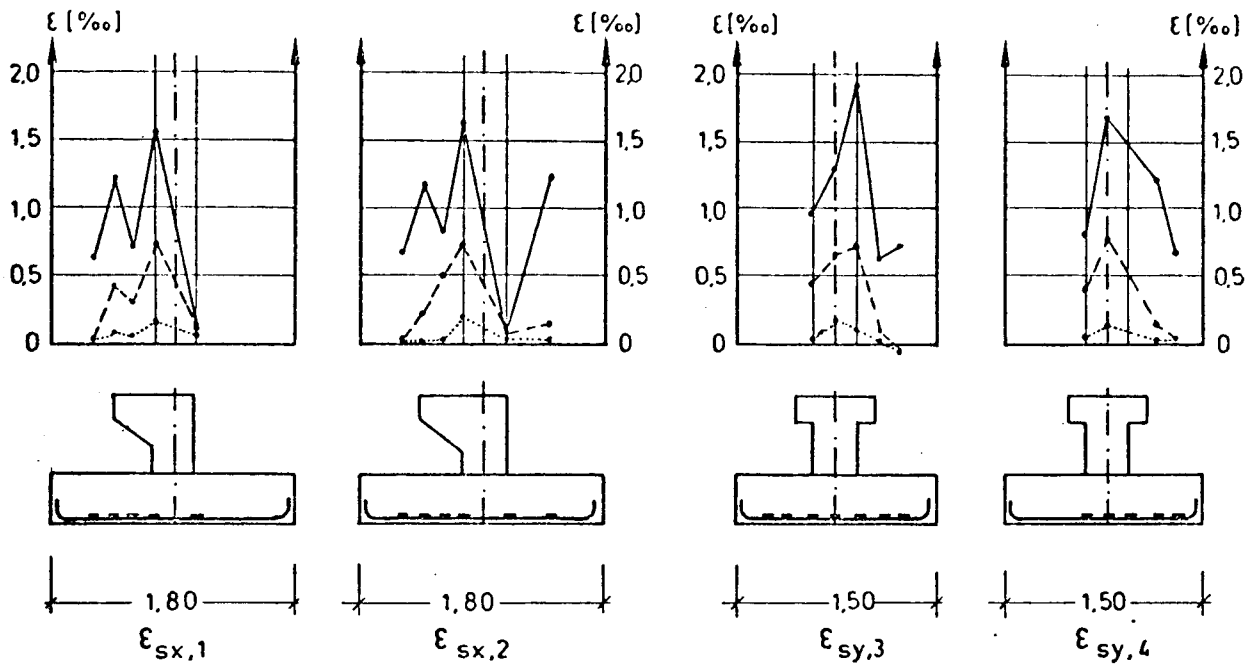
(F = Last

F_u = Bruchlast)

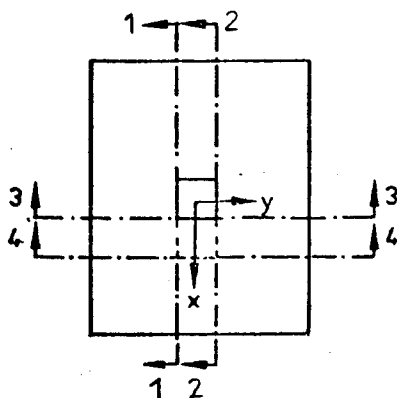
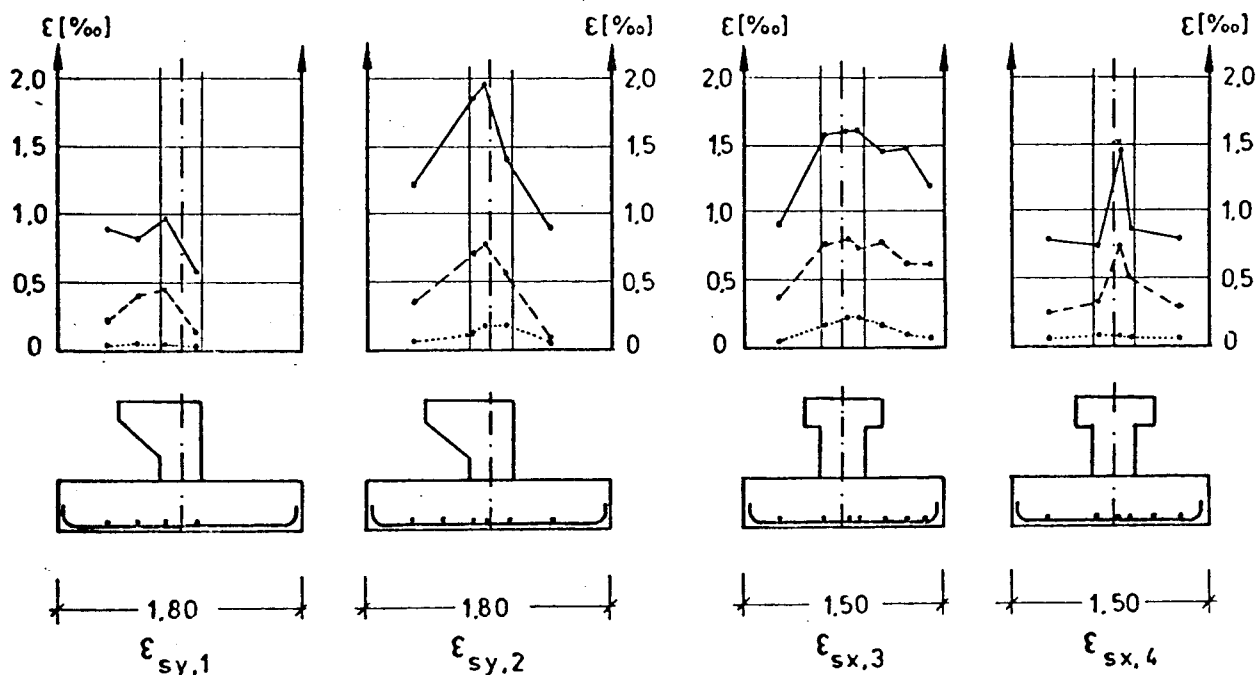
Dehnungen der Bewehrungsstäbe

Versuchskörper E 1

DEHNUNGEN PARALLEL ZUR SCHNITTTRICHTUNG :



DEHNUNGEN SENKRECHT ZUR SCHNITTTRICHTUNG :



Dehnungen ϵ_s :

Index x u. y = Richtung der Dehnungen

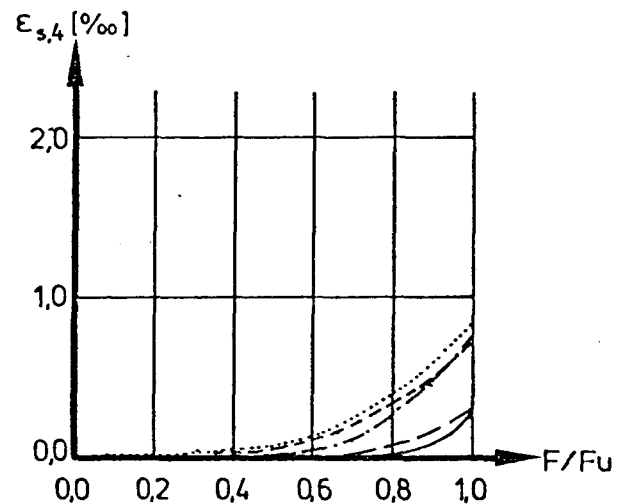
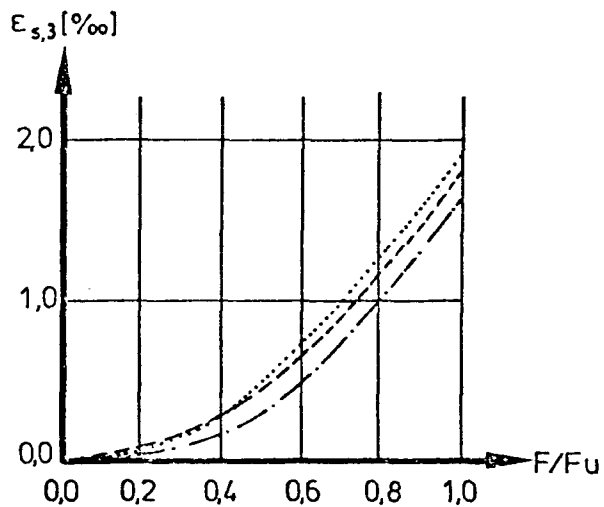
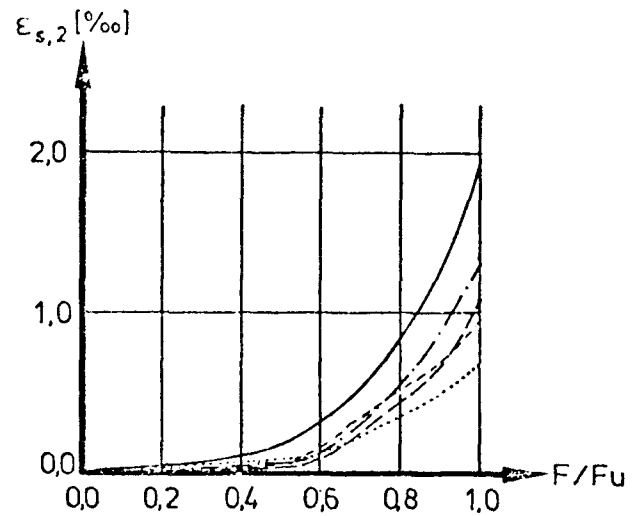
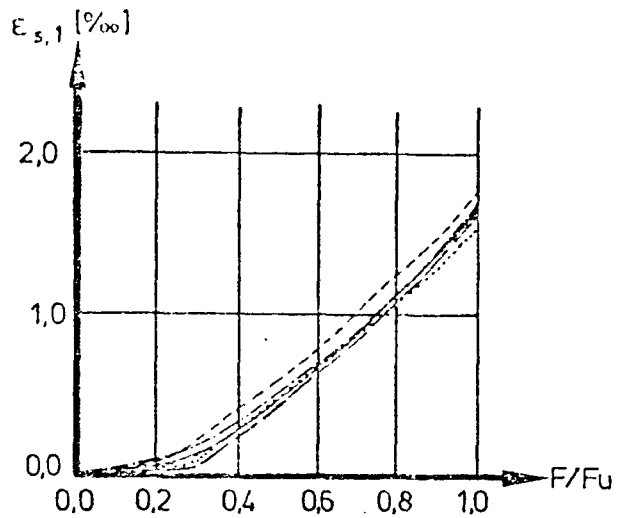
Index 1,2,3 u. 4 = Schnitt, in dem die Dehnungen gemessen wurden

Belastung:

..... $F = 0,3 \cdot F_u$ (F = Last
 - - - - $F = 0,6 \cdot F_u$ F_u = Bruchlast)
 ——— $F = 0,9 \cdot F_u$

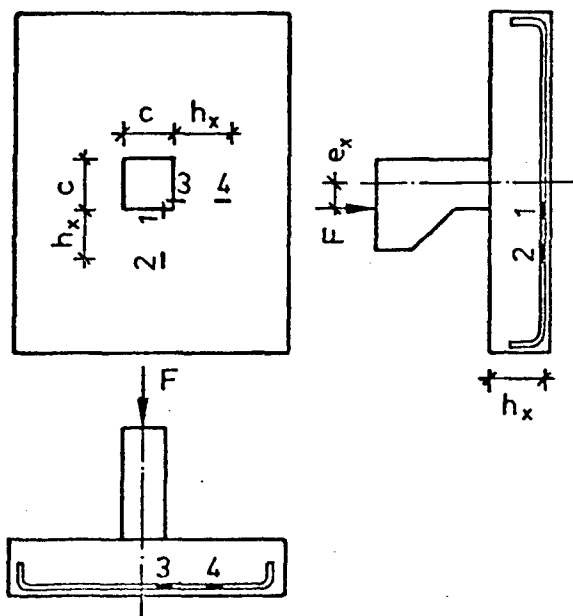
Dehnungen der Bewehrungsstäbe

Versuchskörper E7



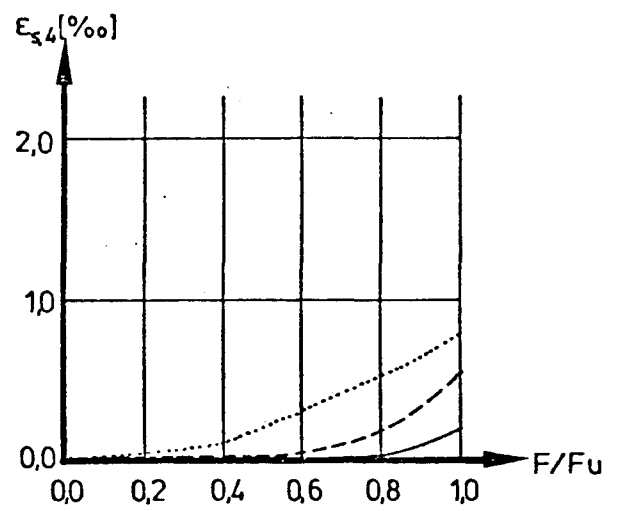
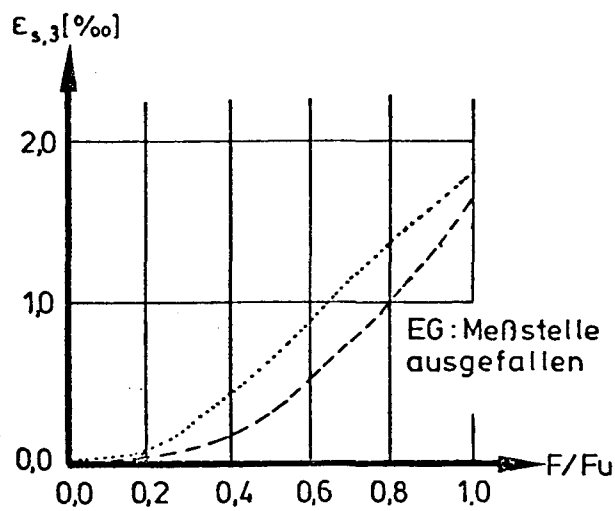
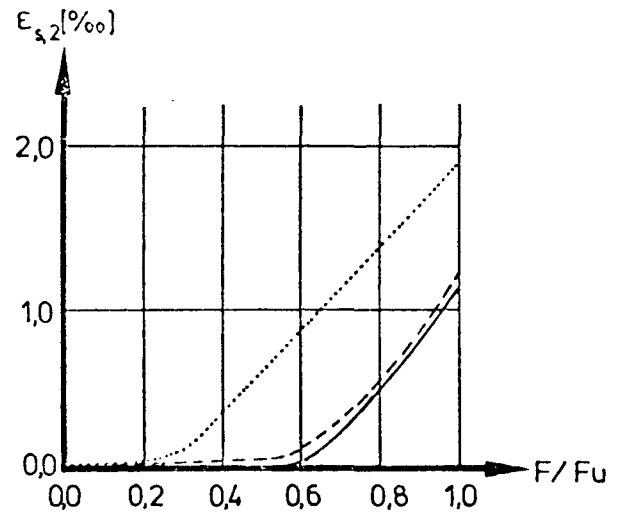
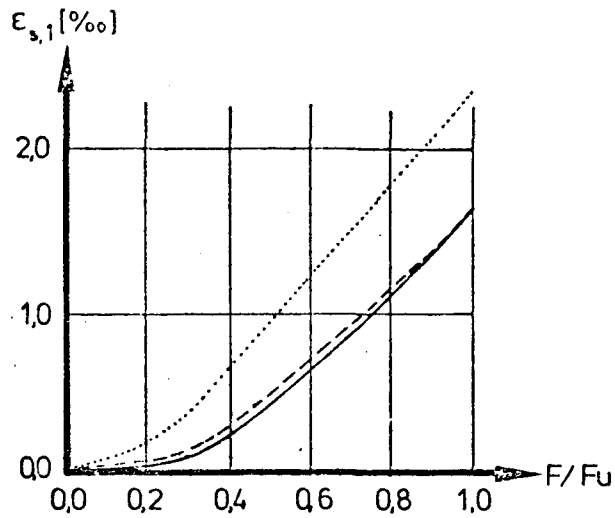
Meßpunkte:

Erläuterung:

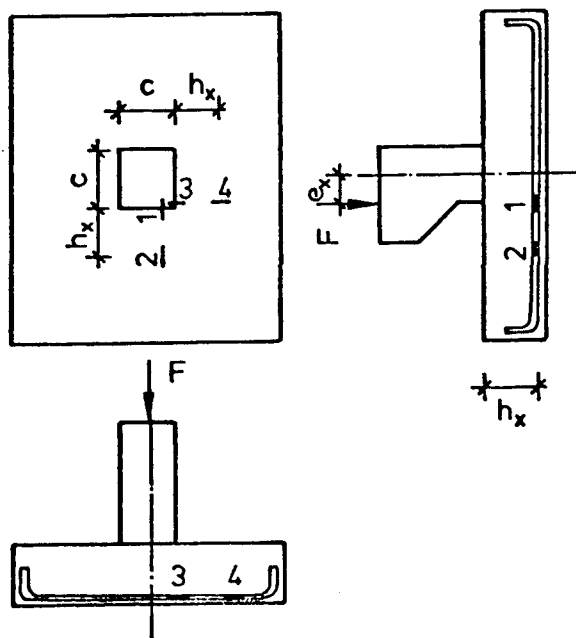


Versuch	Darstellg.	e_x	h_x	c
		[cm]		
Z1	0	30	30
E8	-----	5		
E2	-----	10		
E1	-----	20		
E3	-----	30		

Dehnung der Plattenbewehrung in Stütznähe
- Einfluß der Exzentrizität -



Meßpunkte:



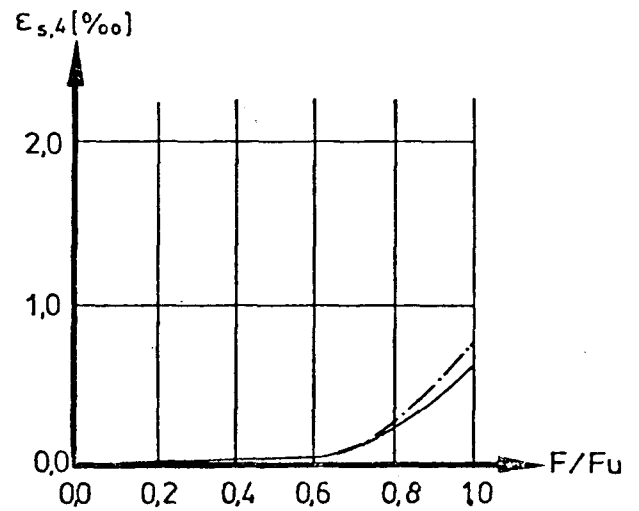
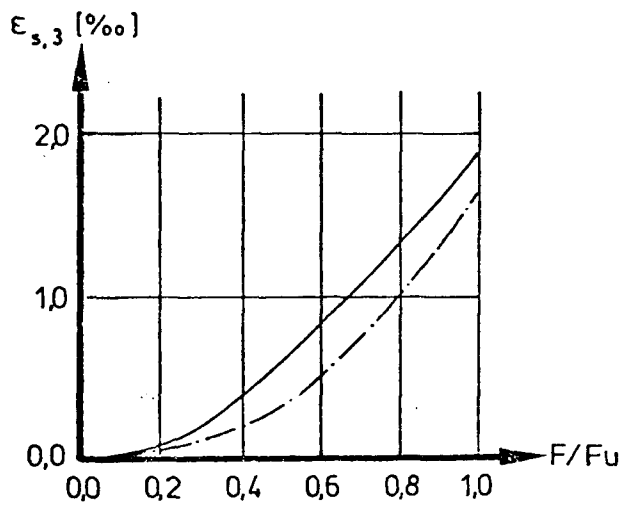
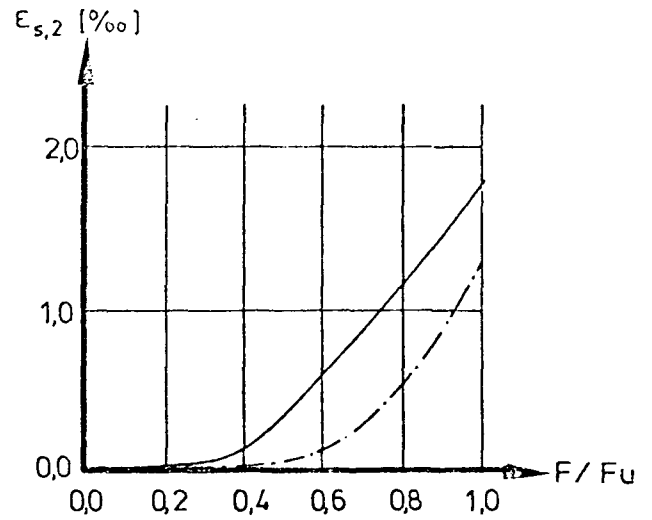
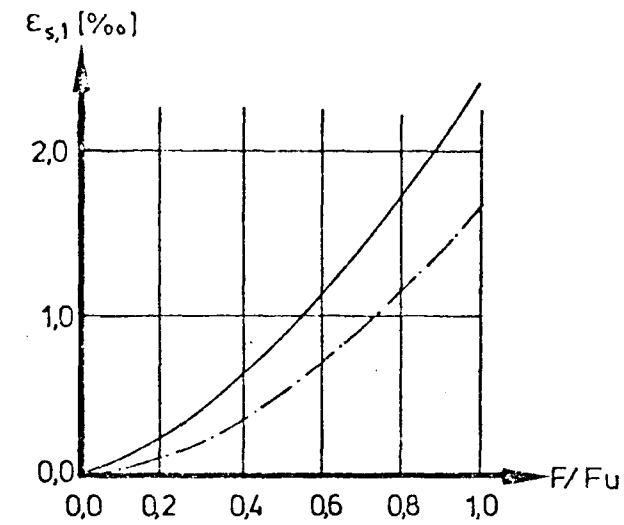
Erläuterung:

Versuch	Darstellg.	e_x	h_x	c
		[cm]		
E5	15	20	20
E1/E2 ⁺)	-----		30	30
E6	—————		35	30

⁺) Mittelwert aus E1 u. E2

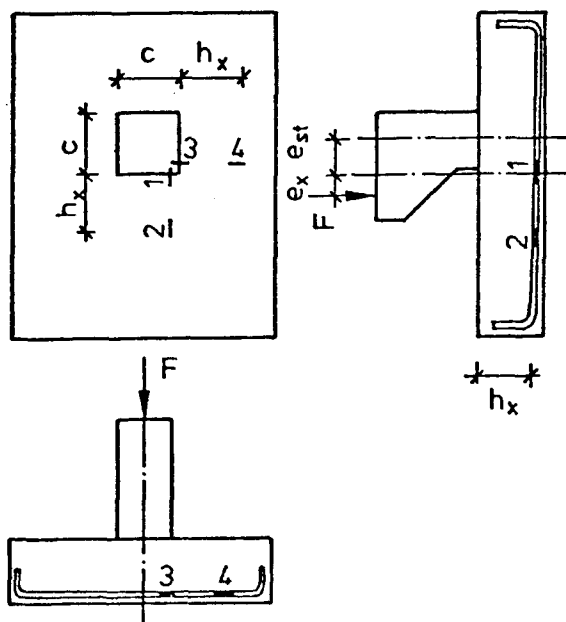
Dehnung der Plattenbewehrung in Stützennähe

- Einfluß der Plattendicke -



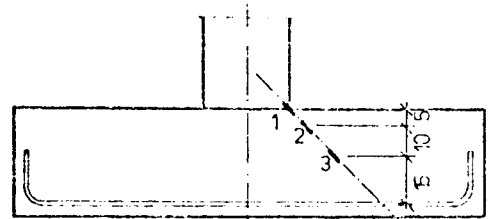
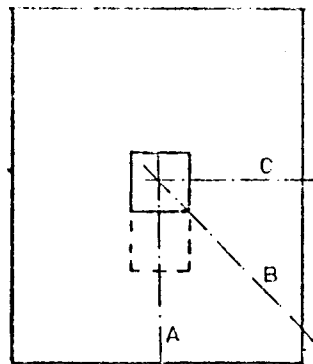
Meßpunkte:

Erläuterung:

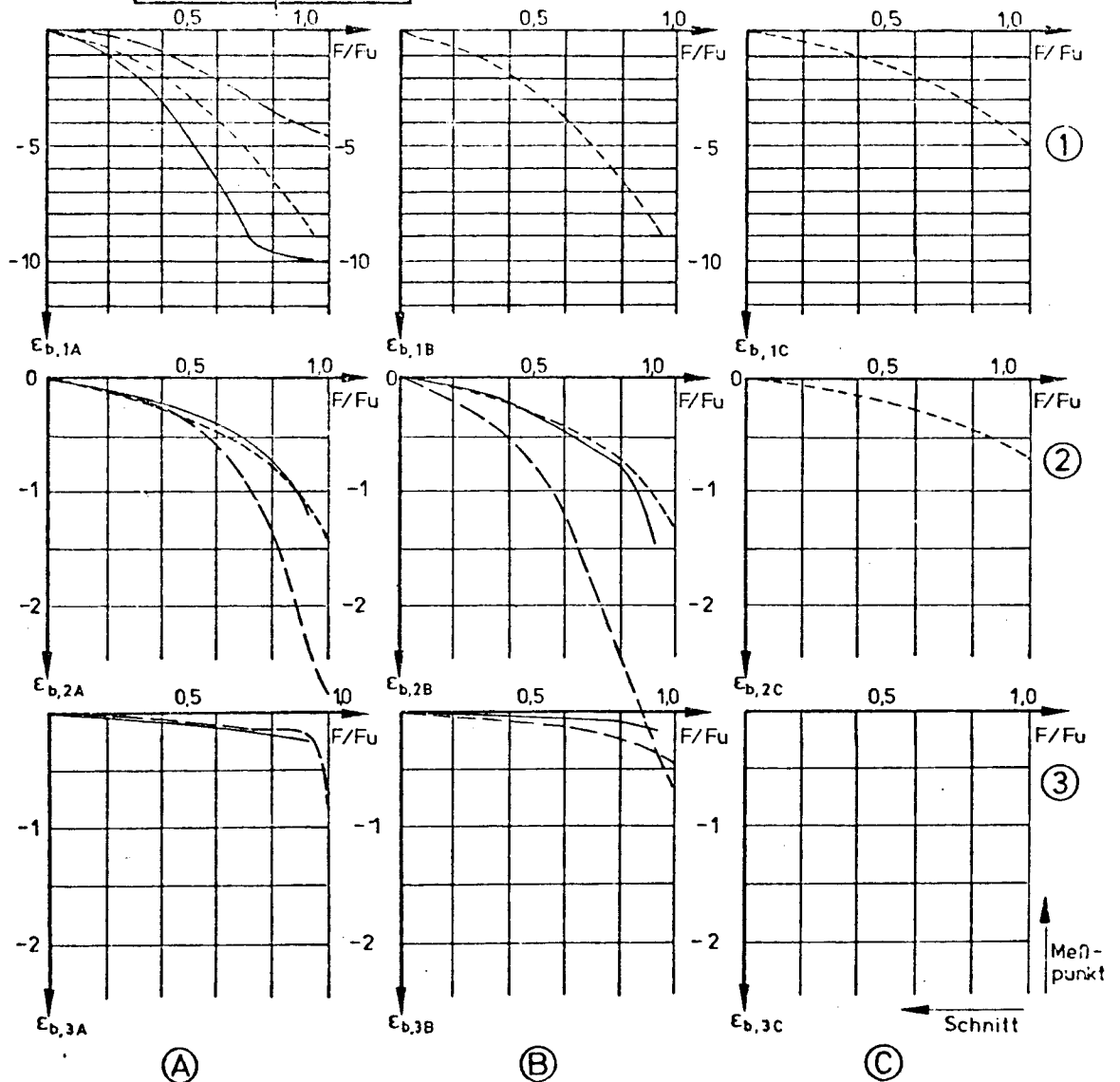


Versuch	Darstellg.	e_x	e_{st}	h_x	c
		[cm]			
E1	---	20	0	30	30
E4	---	0	20	30	30

Dehnungen der Plattenbewehrung in Stützennähe
- Einfluß der Stützenstellung -



(DMS-Träger: beschaltete Kunstharzstäbe,
50 × 4 × 15 mm)



Versuch	Darstellung	e_x	e_y	e_{St}	h_x	c
Z1	entfällt	0				
E8	-----	5				
E2	-----	10	0	0	30	30
E1	entfällt	20				
E3	-----	30				

Dimensionen:

Längen: cm

Dehnungen: ‰

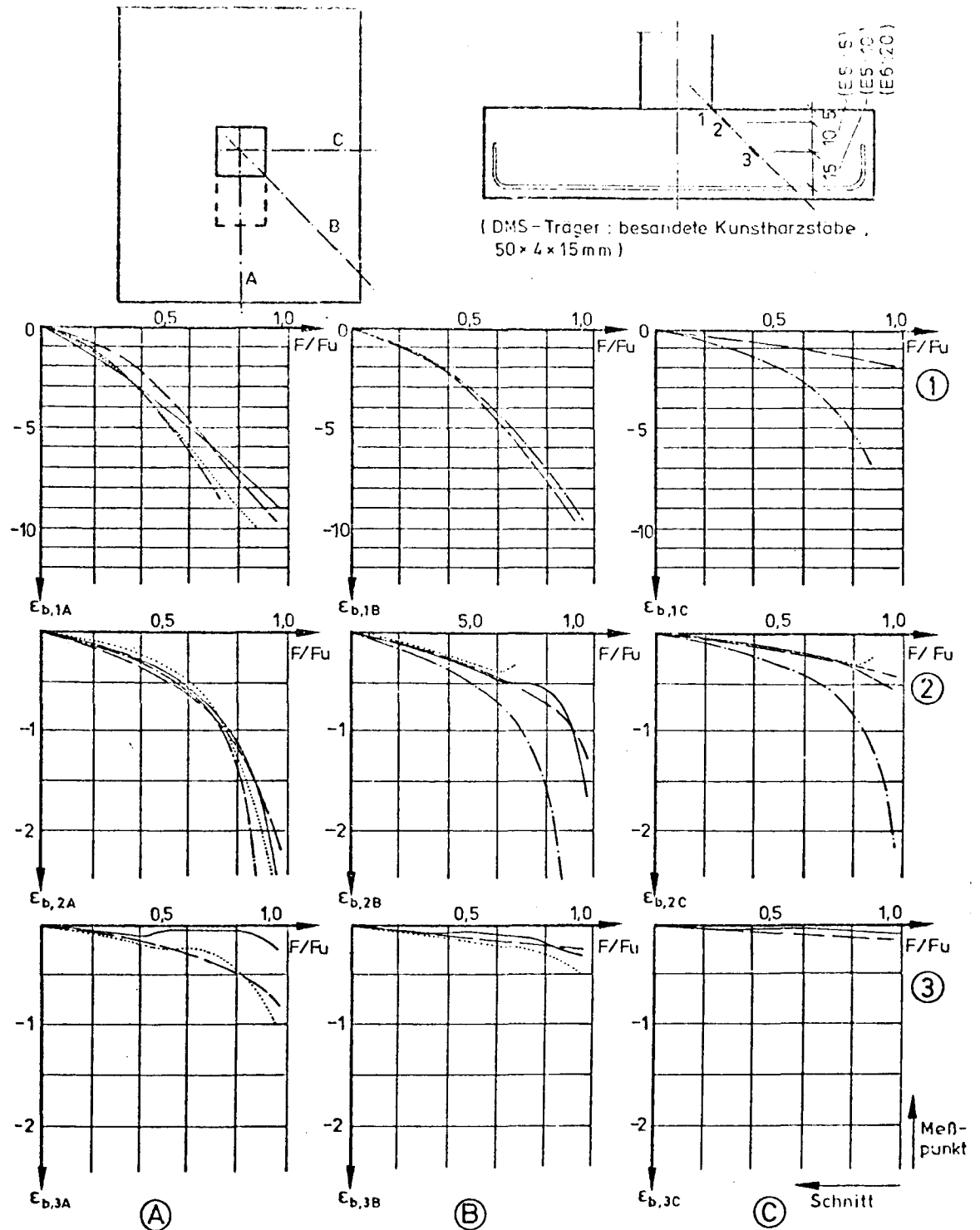
F = Last

F_u = Bruchlast

(Definition e_x, e_y, e_{St}, h_x, c s. Bild 2.1)

Betonstauchungen im Bereich des Durchstanz-Schubrisses

- bei unterschiedlichen Lastexzentrizitäten -



Versuch	Darstellung	e_x	e_y	e_{St}	h_x	c
E5		15	0	0	20	20
E6					35	30
E7		15	10	20	30	30
E4		0	0			

(Definition e_x, e_y, e_{St}, h_x, c s. Bild 2.1)

Dimensionen:

Längen: cm

Dehnungen: ‰

F = Last

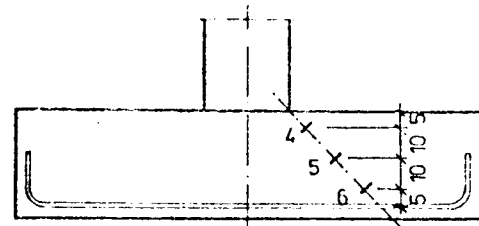
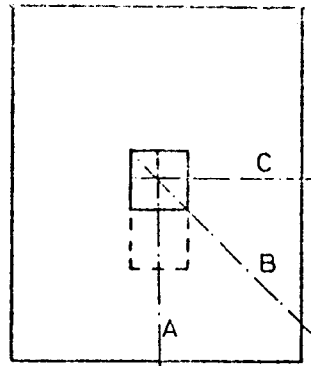
F_u = Bruchlast

Betonstauchungen im Bruch des Durchst.-Schubrisses

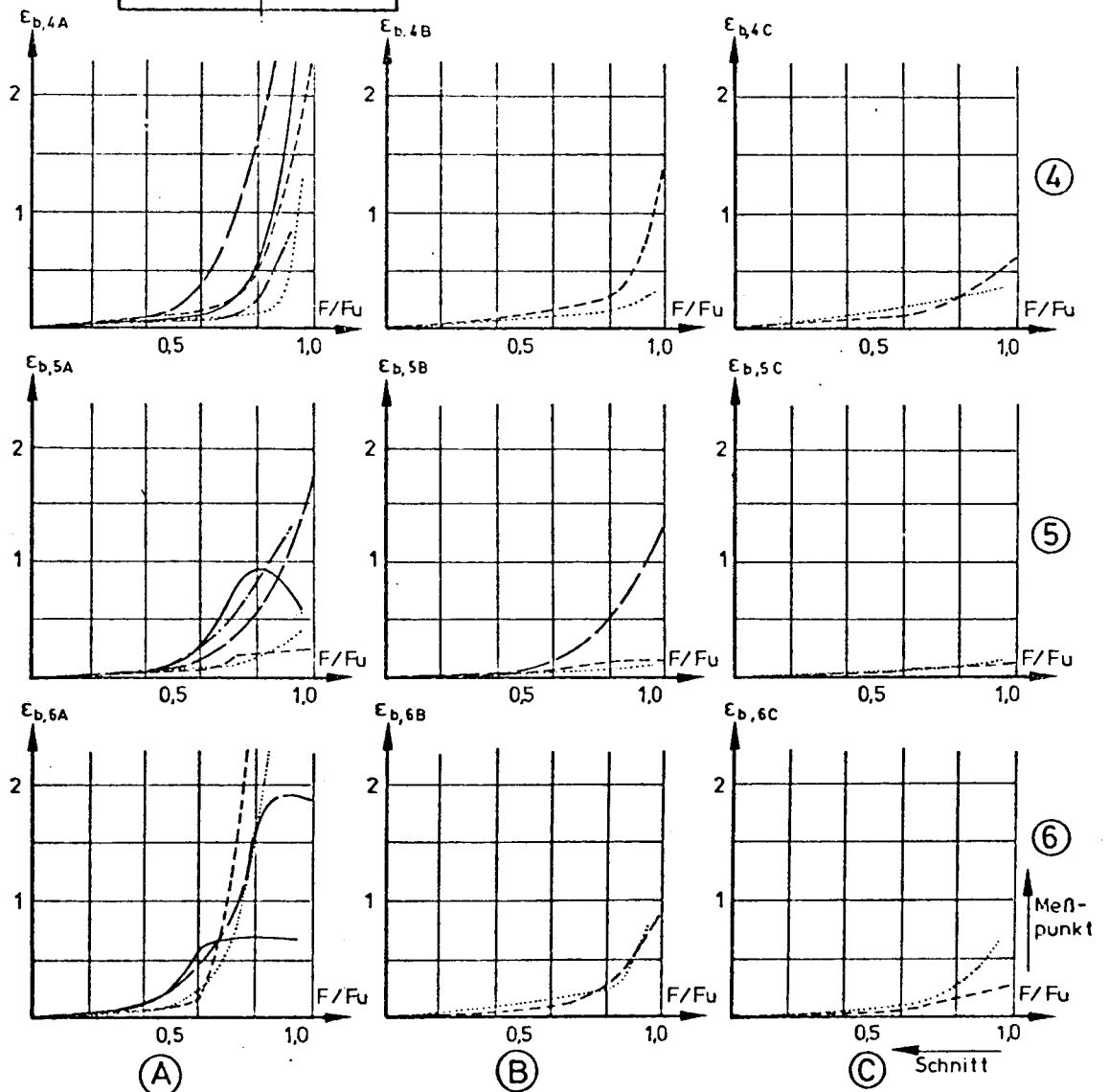
- bei unterschiedlicher Plattendicke bzw. Stützenstellung -

Schnitte

Meßpunkte



(DMS-Träger: besandete Kunstharzstäbe,
50 x 4 x 15 mm)



Versuch	Darstellung	e_x	e_y	e_{St}	h_x	c
Z1	0				
E8	-----	5				
E2	—————	10	0	0	30	30
E1	—————	20				
E3	—————	30				

Dimensionen:

Längen: cm

Dehnungen: ‰

F = Last

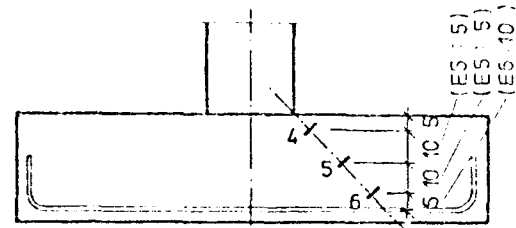
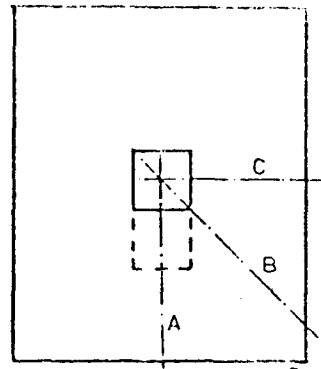
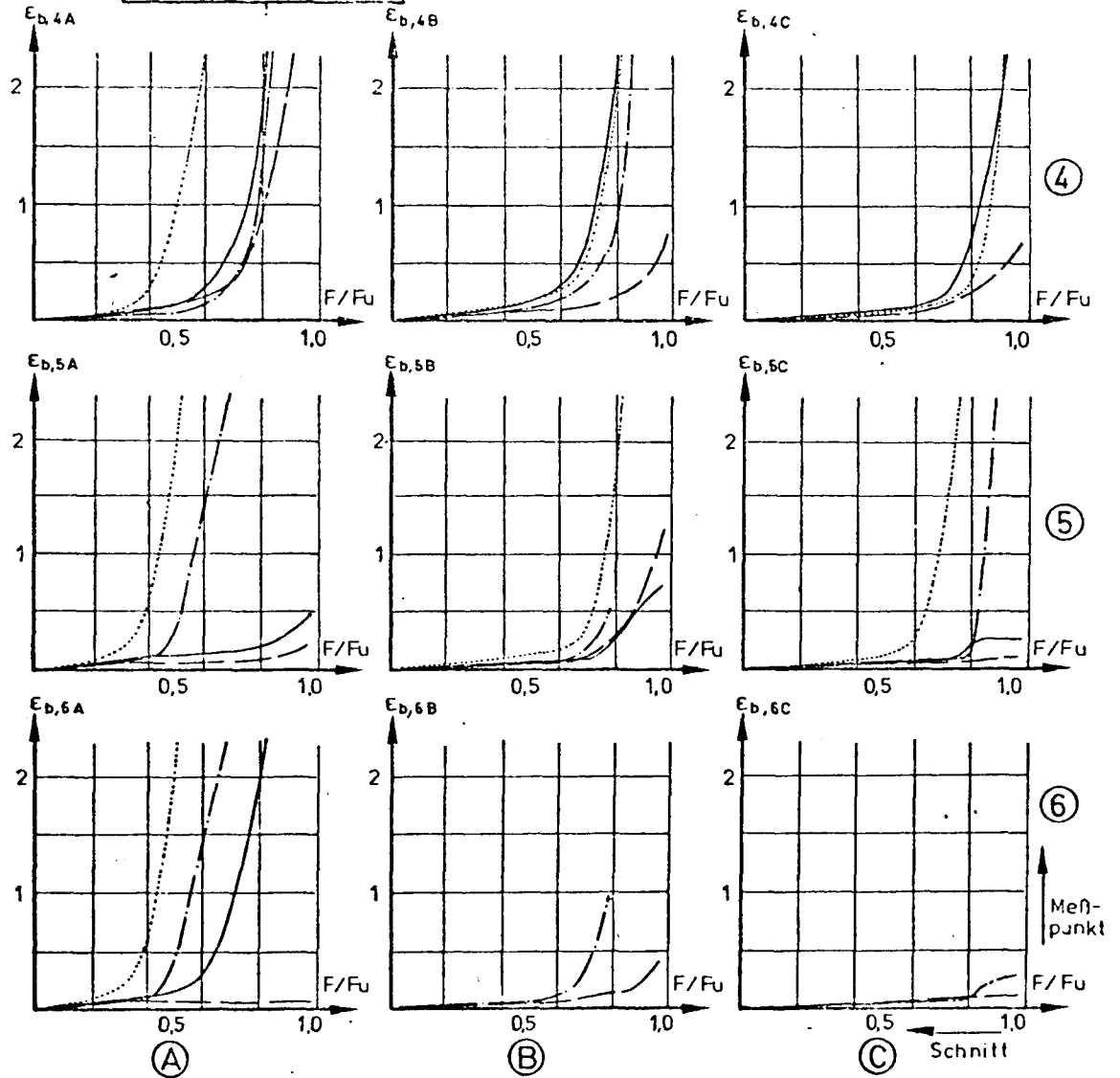
 F_u = Bruchlast

(Definition e_x, e_y, e_{St}, h_x, c s. Bild 2.1)

Betondehnungen im Bereich des Durchstanz-Schubbrisses
- bei unterschiedlichen Lastexzentrizitäten -

Schnitte:

Meßpunkte:

(DMS-Träger: besandete Kunstharzstäbe,
50x4x15 mm)

Versuch	Darstellung	e_x	e_y	e_{St}	h_x	c
E5		15	0		20	20
E6				0	35	30
E7		15	10		30	30
E4		0	0	20		

Dimensionen:

Längen: cm

Dehnungen: ‰

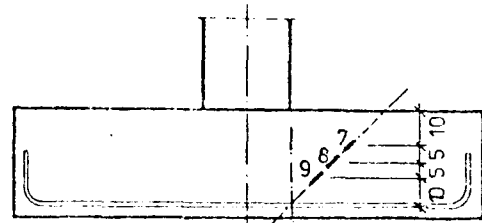
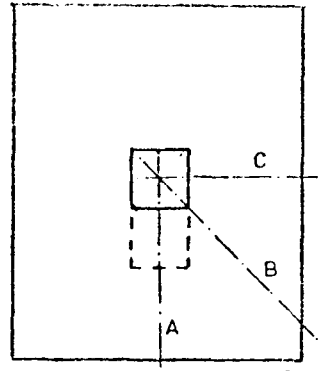
F = Last

 F_u = Bruchlast(Definition e_x, e_y, e_{St}, h_x, c s. Bild 2.1)

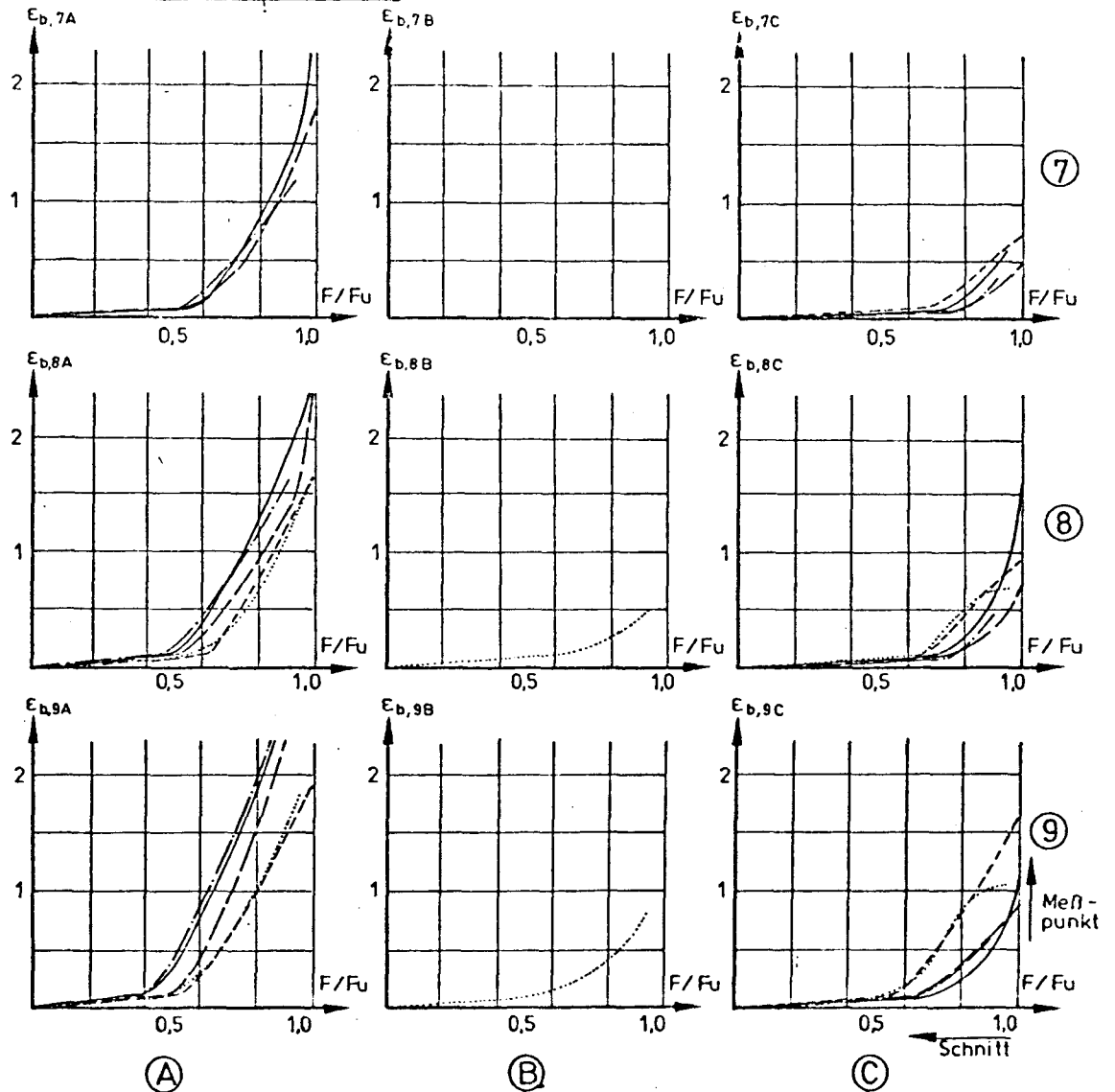
Betondehnungen im Bereich des Durchstanz-Schubbrisses
 - bei unterschiedlichen Plattendicken bzw. Stützenstellungen -

Schnitte:

Meßpunkte:



(DMS-Träger: Bewehrungsstäbe $\phi 5\text{ mm}$, gerippt)



Versuch	Darstellung	e_x	e_y	e_{St}	h_x	c
Z1	0				
E8	-----	5				
E2	-----	10	0	0	30	30
E1	-----	20				
E3	-----	30				

Dimensionen:

Längen: cm

Dehnungen: ‰

F = Last

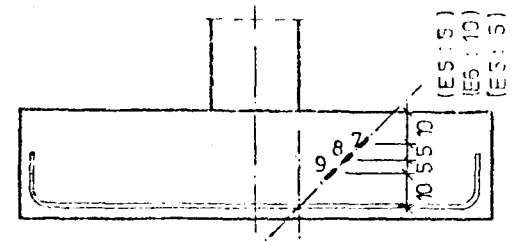
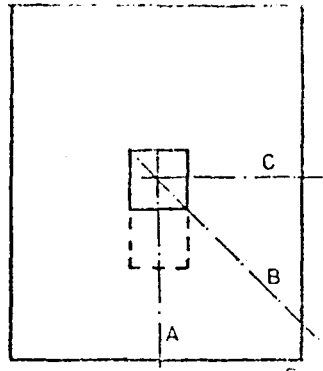
F_u = Bruchlast

(Definition e_x, e_y, e_{St}, h_x, c s. Bild 2.1)

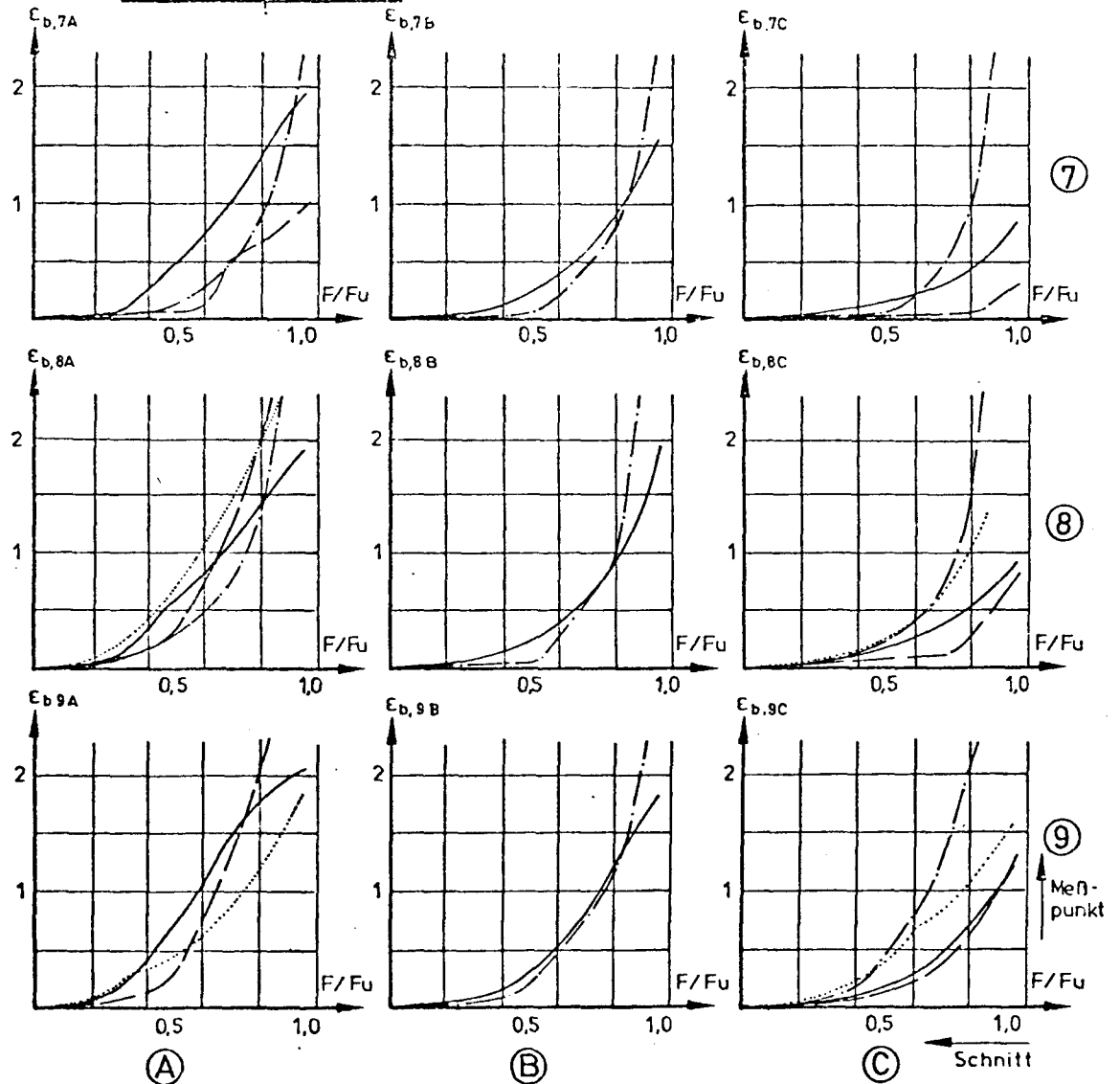
Betondehnungen im Bereich des Durchstanz-Schubbrisses
- bei unterschiedlichen Lastexzentrizitäten -

Schnitte:

Meßpunkte:



(DMS-Träger: Bewehrungsstäbe $\phi 5\text{m}$, gerippt)



Versuch	Darstellung	e_x	e_y	e_{St}	h_x	c
E5					20	20
E6		15	0		35	30
E7		15	10			
E4		0	0	20	30	30

(Definition e_x, e_y, e_{St}, h_x, c s. Bild 2.1)

Dimensionen:

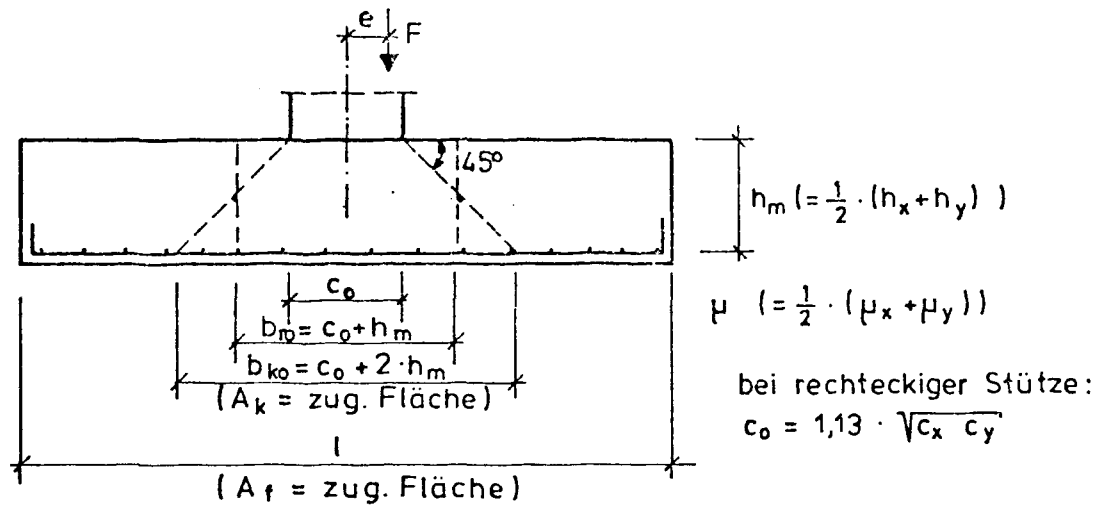
Längen: cm

Dehnungen: ‰

F = Last

F_u = Bruchlast

Betondehnungen im Bereich des Durchstanz-Schubbrisses
- bei unterschiedlichen Plattendicken bzw. Stützenstellungen -



$$\text{zul } F = \text{zul } F_{\text{zen}} \cdot \frac{1}{\alpha_e}$$

mit 1. $\text{zul } F_{\text{zen}} = \text{zul } Q_{r, \text{zen}} \cdot \frac{1}{\alpha_k}$

$$\alpha_k = \frac{Q_r}{F} = \frac{A_f - A_k}{A_f}$$

$$2. \text{zul } Q_{\text{zen}} = \text{zul } \tau_r \cdot \pi \cdot b_{ro} \cdot h_m$$

$$\text{zul } \tau_r = \tau_{011} \cdot 1,3 \cdot \alpha_s \cdot \sqrt{\mu_m}$$

$$\tau_{011} = 0,250 + 0,010 \beta_w \quad (\text{für } \beta_w \geq 25 \text{ N/mm}^2)$$

$$\text{bzw. } 0,125 + 0,015 \beta_w \quad (\text{für } \beta_w \geq 25 \text{ N/mm}^2)$$

$$\alpha_s = 0,7 \cdot (1 + \beta_s / 500)$$

$$(\tau_{011}, \beta_w \text{ und } \beta_s \text{ in N/mm}^2; \mu \text{ in \%})$$

3. α_e : a) derzeit gültige Fassung der DIN 1045:

$$\alpha_e = 1,0 \text{ bei mittigem Lastangriff}$$

$$\alpha_e = 1,4 \text{ bei ausmittigem Lastangriff}$$

b) Änderungsvorschlag lt. Gleichung 9.14:

$$\alpha_e = 1 + 1,6 \frac{e_r}{b_{ro}} = 1 + 1,6 \frac{e}{b_{ro}} \cdot \frac{1}{\alpha_k}$$

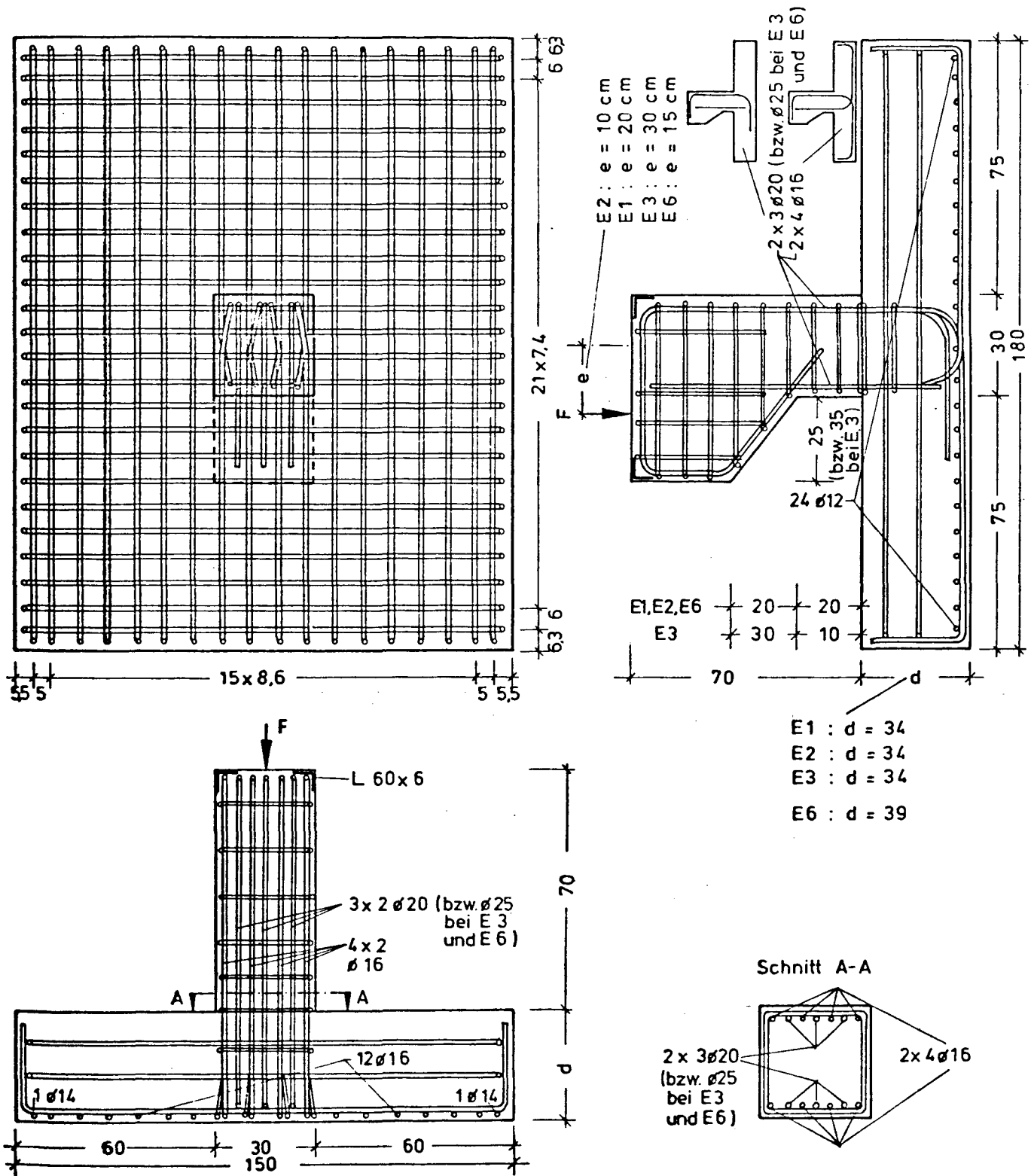
Bild 9.1: Zulässige Fundamentbelastung nach DIN 1045, Abschnitt 22.5 und 22.7

A b s c h l u ß b e r i c h t
zum DFG - Forschungsvorhaben
Ko 204/27 + 30

Tragverhalten von ausmittig beanspruchten
Einzelfundamenten aus Stahlbeton

Anhang B

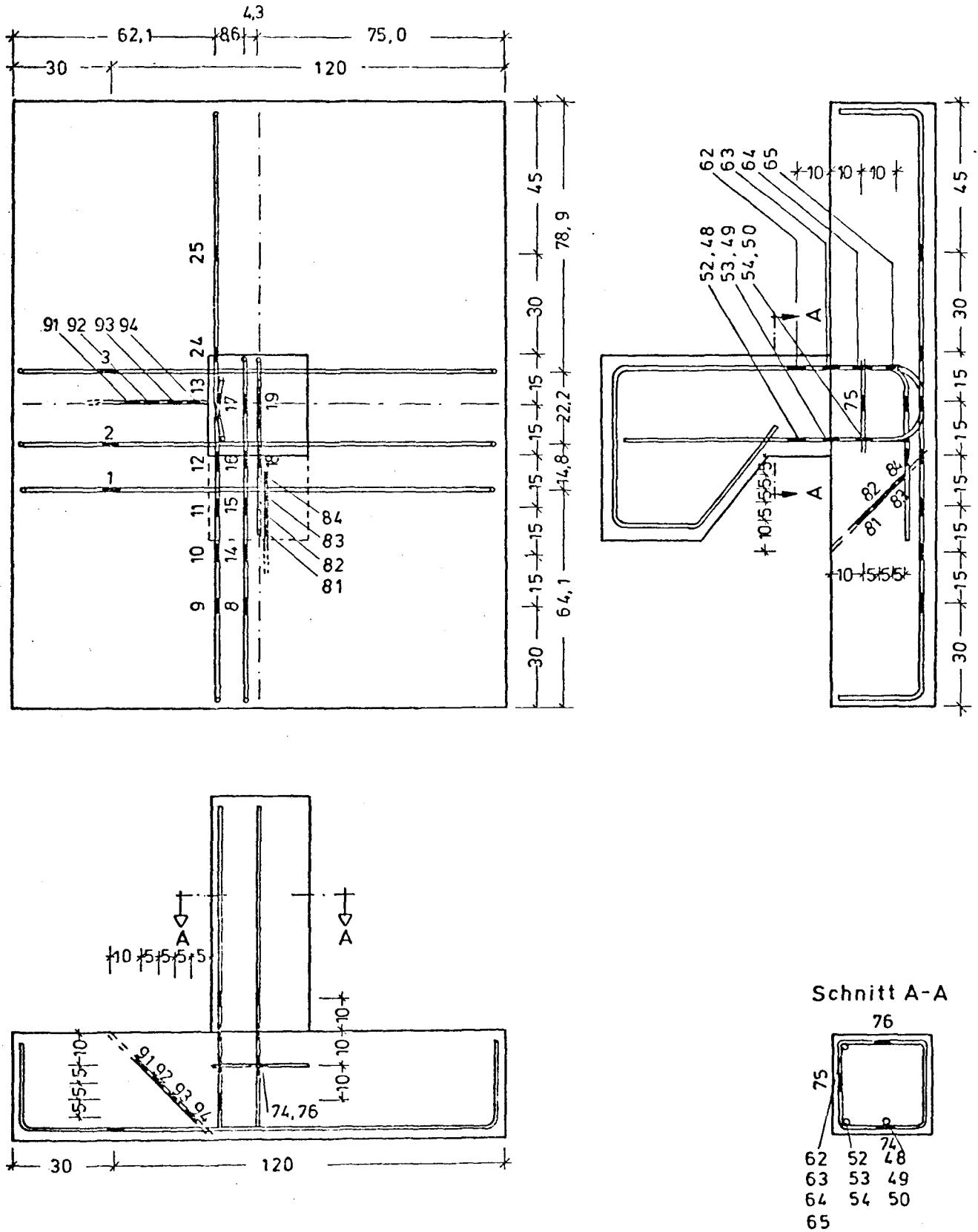
Vollständige Zusammenstellung der
Meßergebnisse beispielhaft für den
Versuch E3 ($e_x = 30 \text{ cm}$)



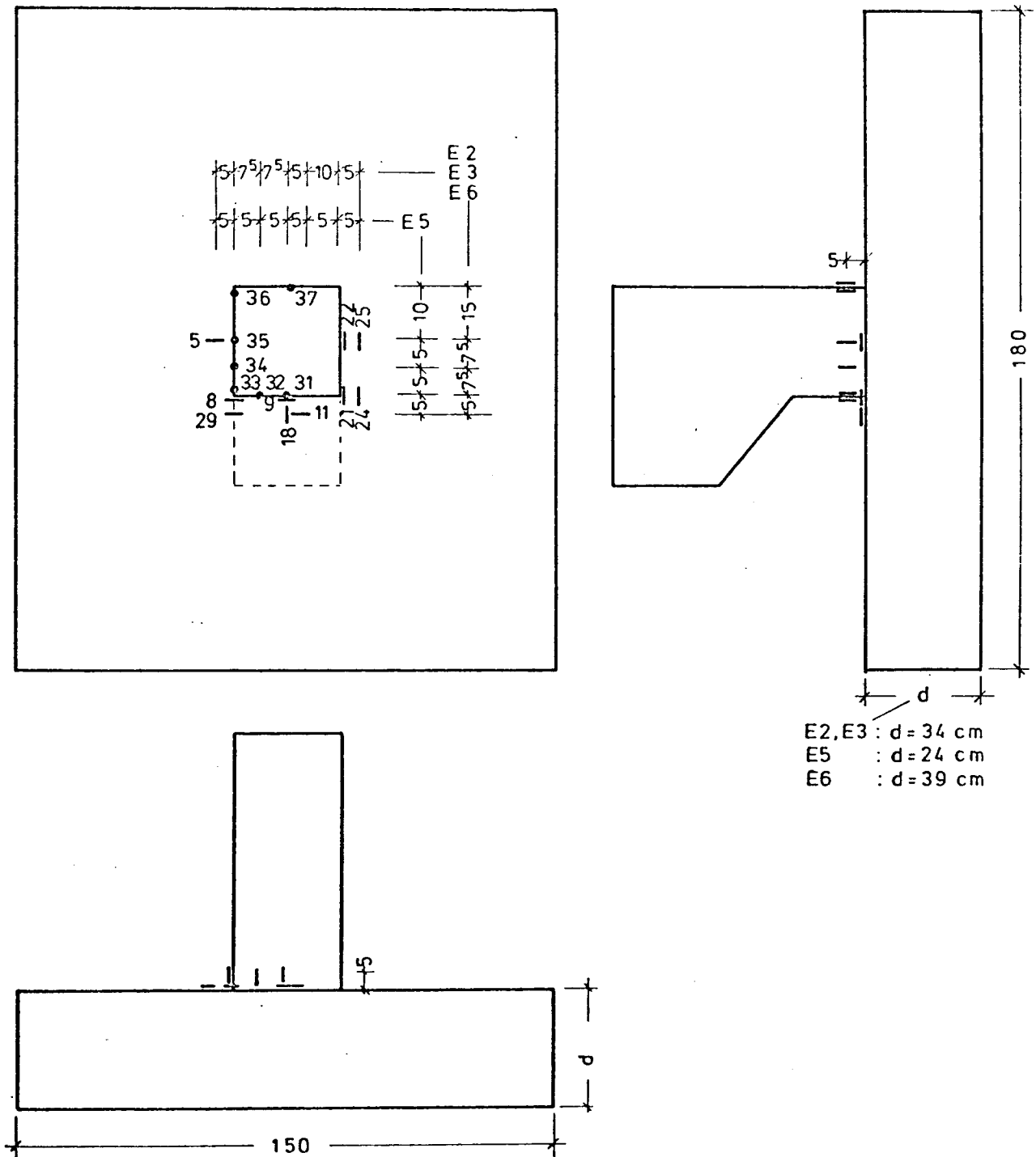
Betonüberdeckung unten 3cm, seitlich 2cm
 Biegerollendurchmesser $d_B = 5 d_e$ bzw. $15 d_e$

BSt 42/50 RK

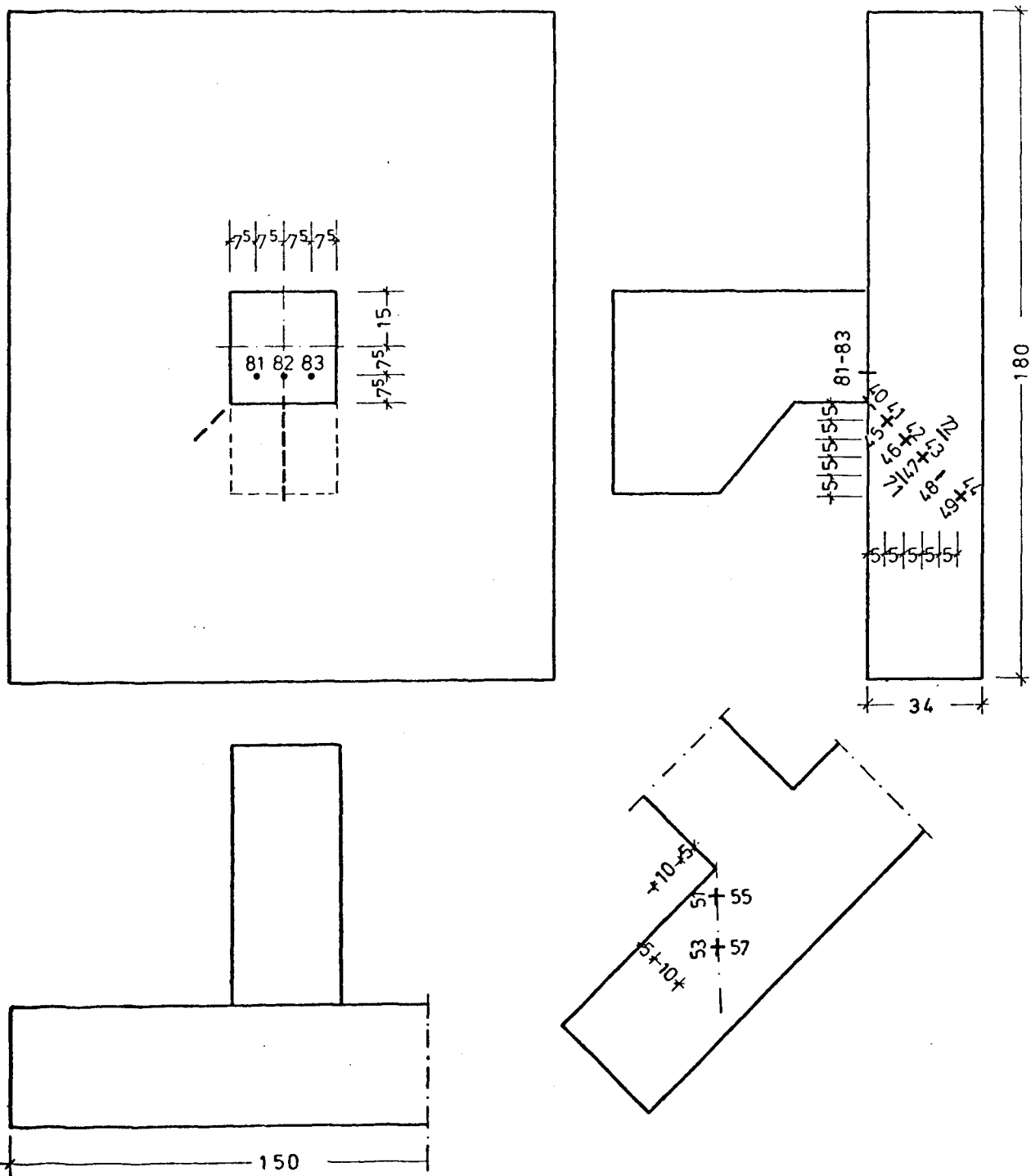
Abmessungen und Bewehrung
 Versuchskörper E1, E2, E3 und E6



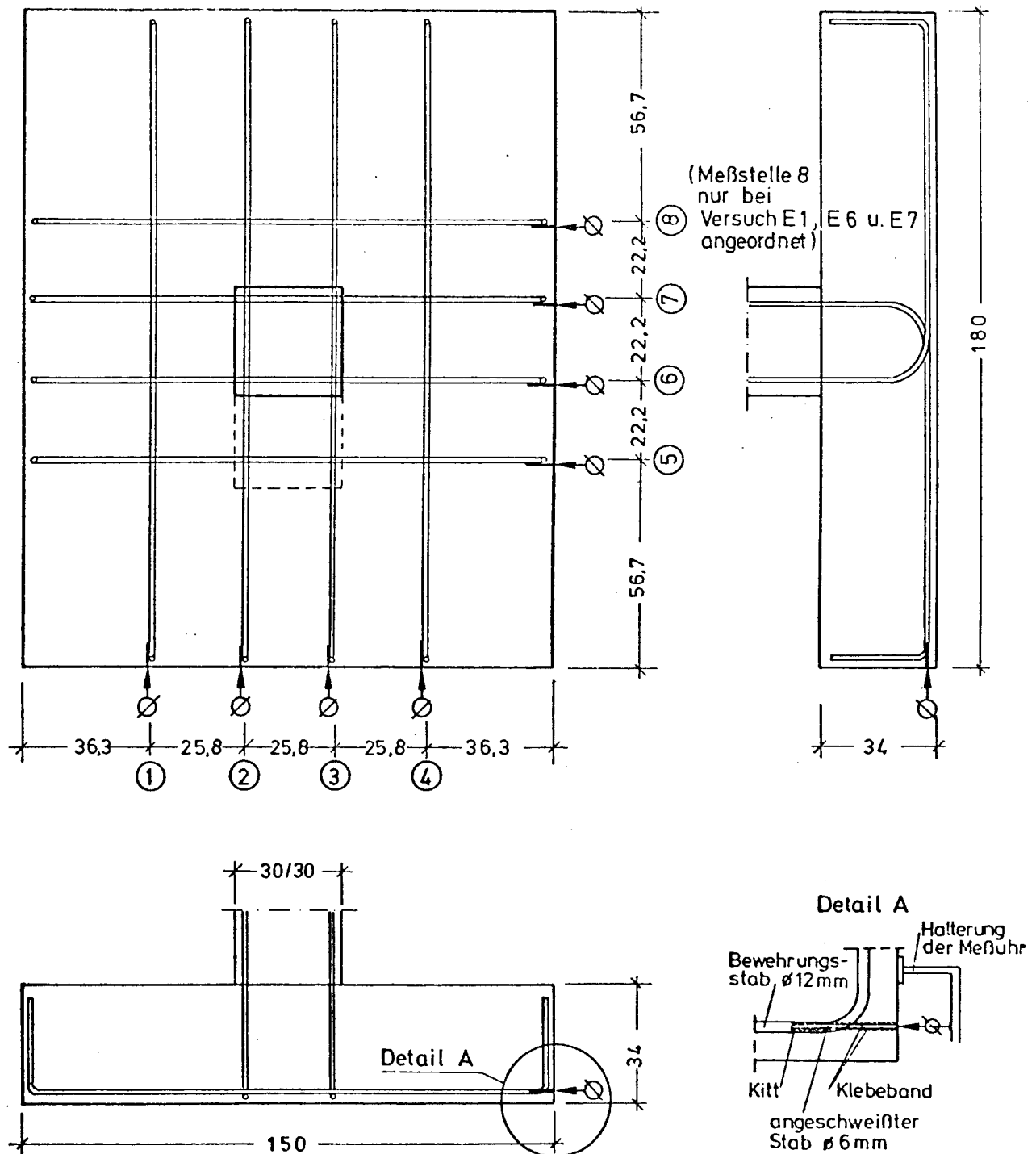
Lage der Meßstellen an den Bewehrungsstäben
Versuchskörper E 2 und E3



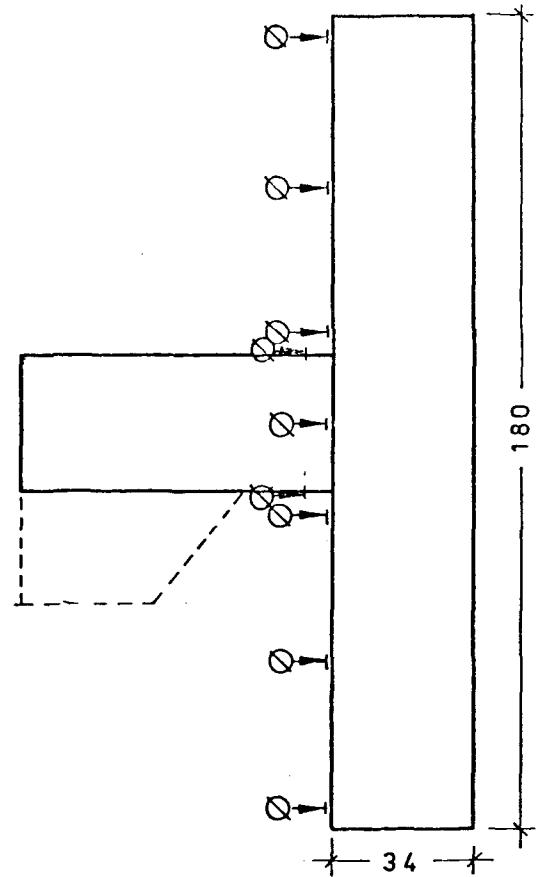
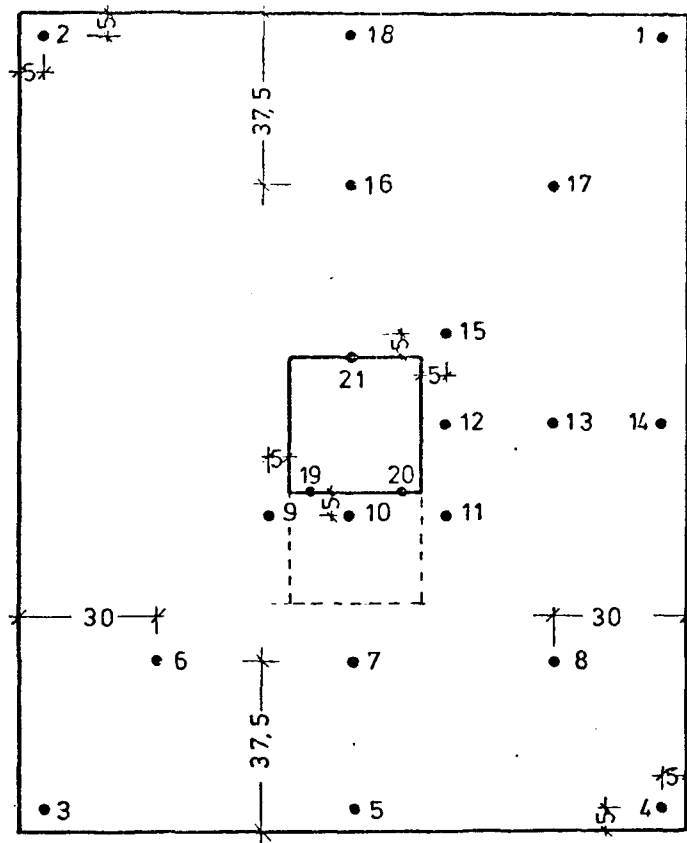
Lage der Meßstellen am Beton
Versuchskörper E2, E3, E5 und E6



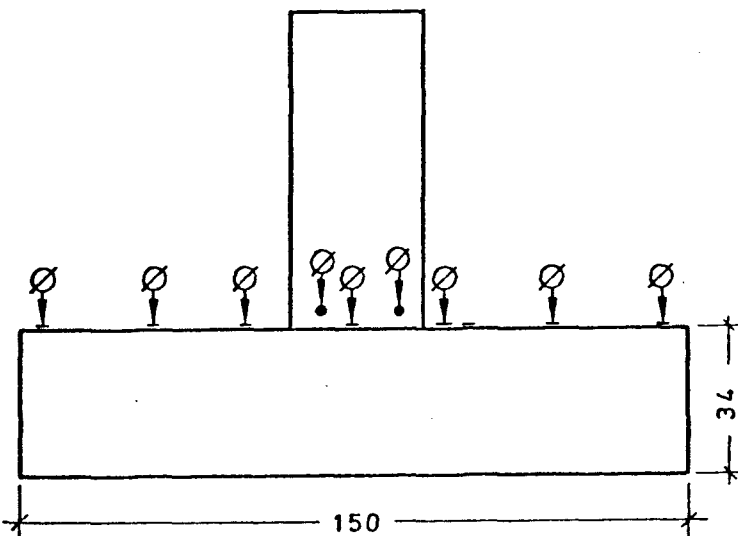
Lage der Meßstellen im Beton
Versuchskörper E2 und E3



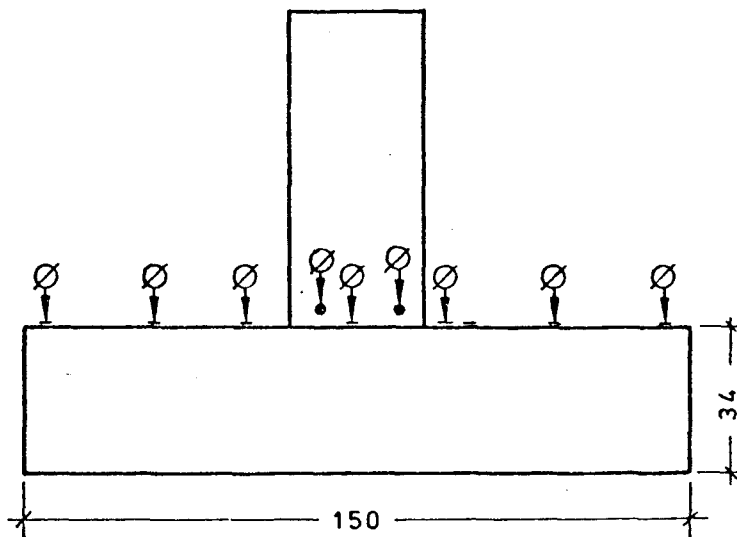
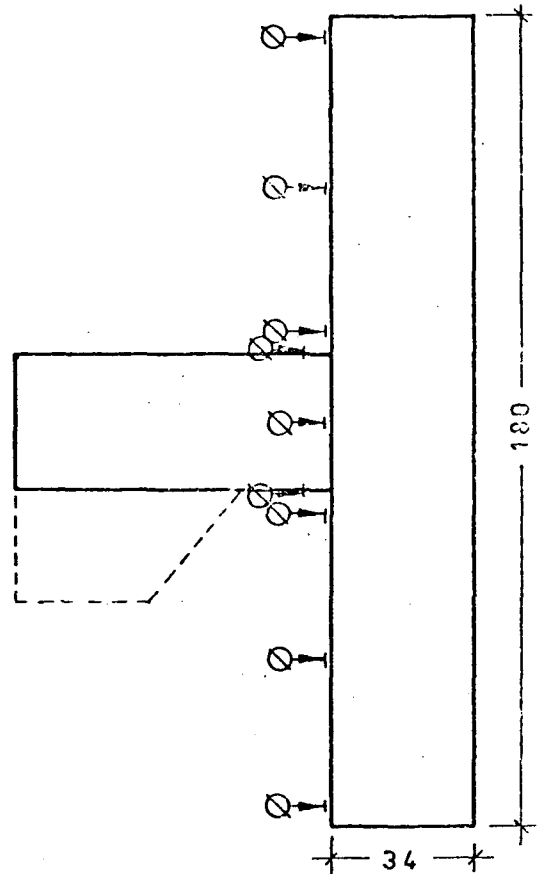
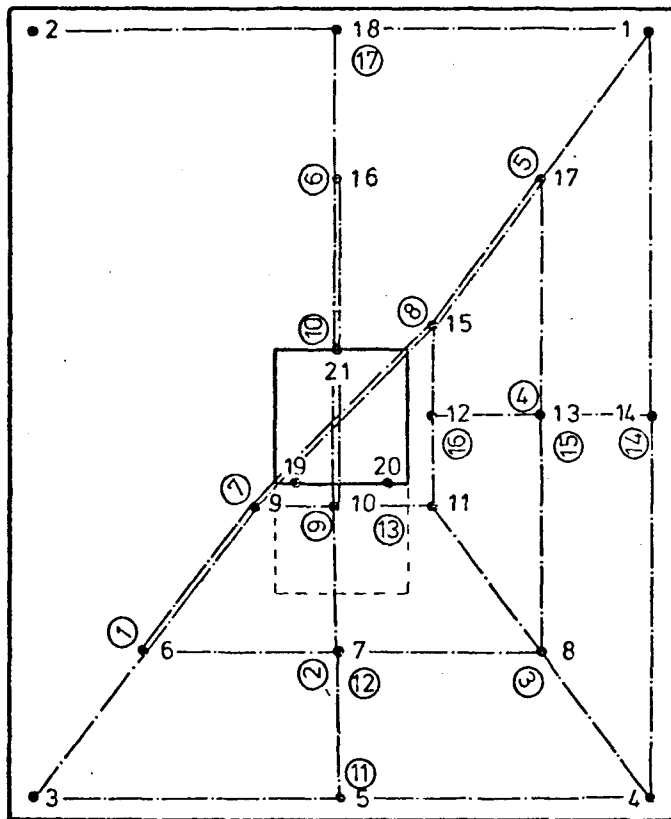
Anordnung der Meßuhren zur Schlupfmessung
Versuchskörper E1 und E3 bis E7
 (Im Versuch E2 wurde der Schlupf nicht gemessen)



(bei Versuch Z1 waren die
Uhren 5,6,7,8,10,12 u.19
nicht angeordnet)



Anordnung der Meßuhren zur Durchbiegungsmessung
an allen Versuchskörpern

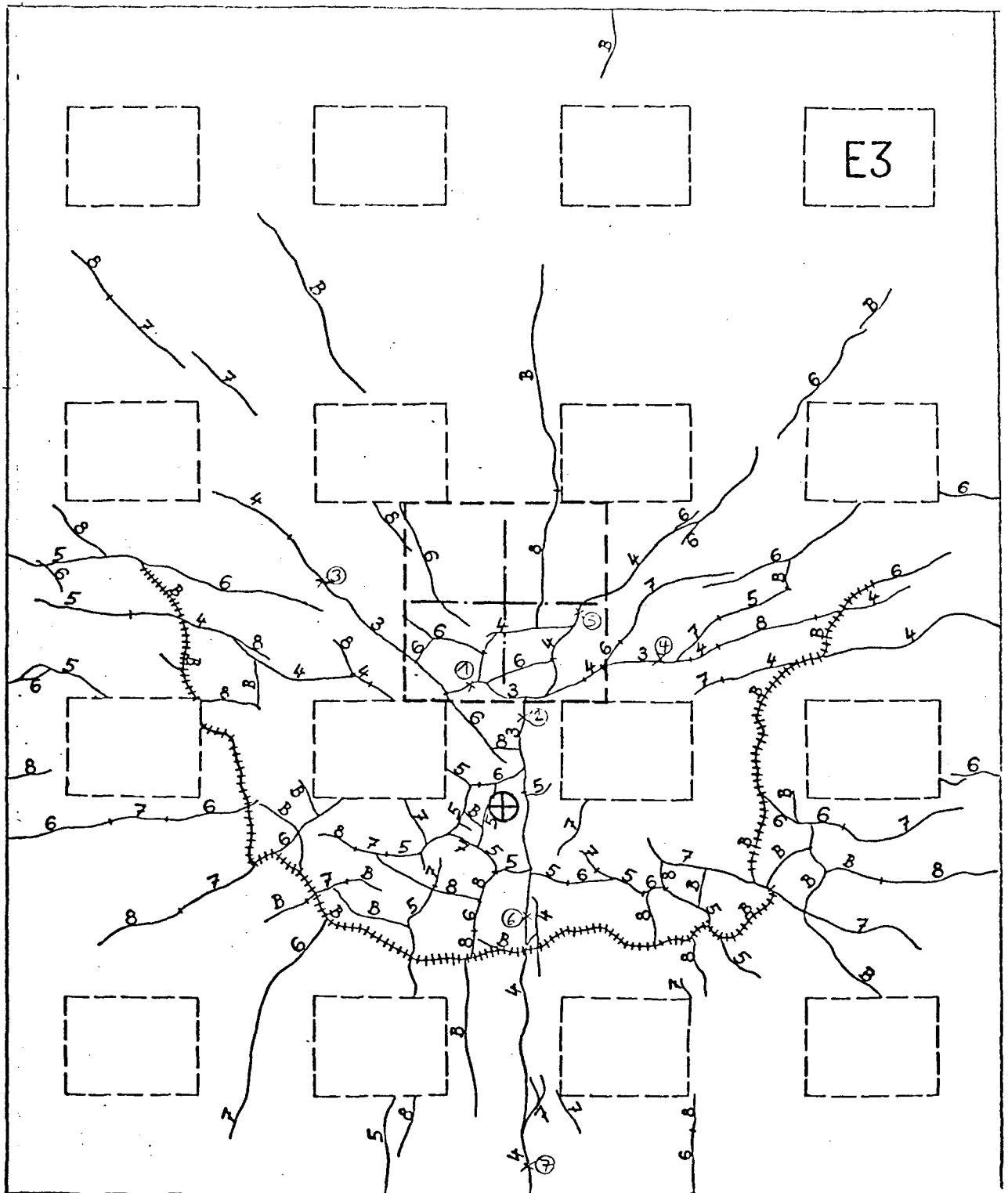


(bei Versuch Z1 entfielen die
Linien 1,2,3,4,11,12,13,15,
16, 21,22)

Erläuterung:

- ③ Krümmungsmeßlinie 3
- 3 Durchbiegungsmeßuhr 3
(vergleiche „Anordnung
der Meßuhren zur
Durchbiegungsmessung“)

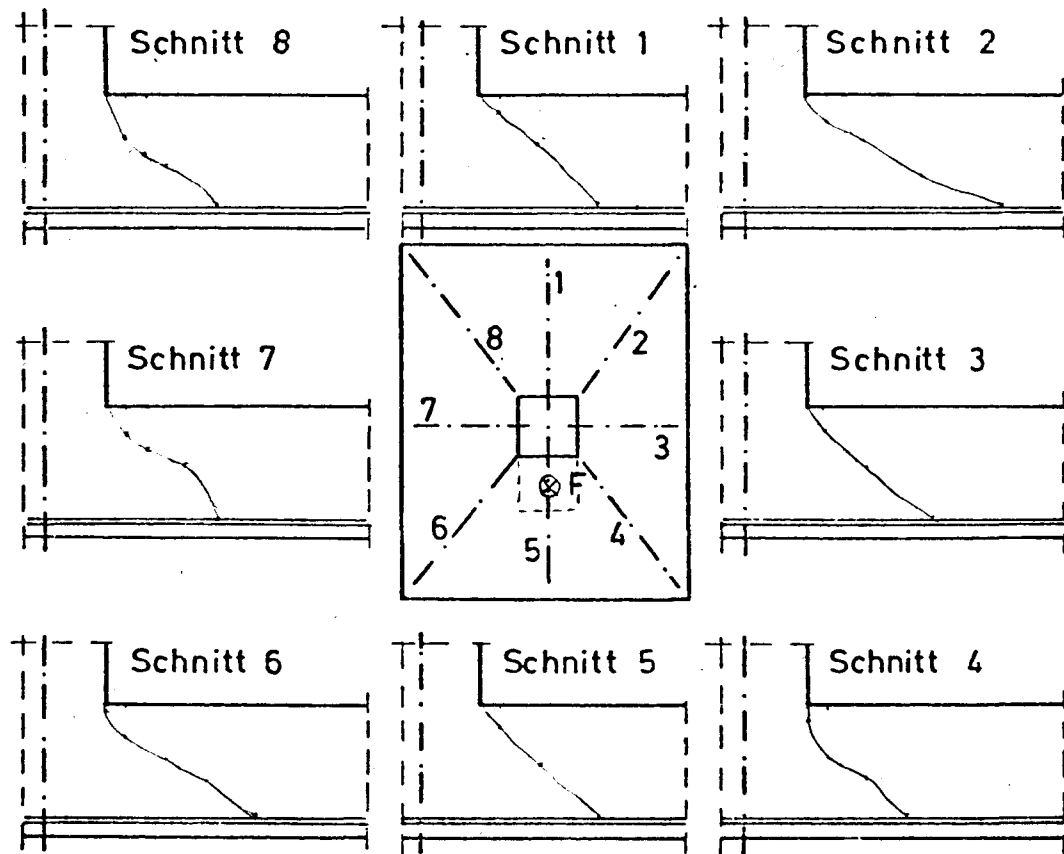
Lage der Krümmungsmeßlinien
an allen Versuchskörpern



Erläuterung :
 6 Riß, aufgetreten bei 600 kN Gesamtlast
 B Riß, aufgetreten beim Bruch (850 kN)
 +++ klaffender Riß, aufgetreten beim Bruch
 ⊙ Lage der Meßstelle 3 zur Bestimmung der Rißbreiten
 ⊕ Angriffspunkt der resultierenden Belastung (e=30 cm)

Riß- und Bruchbild Versuchskörper E 3

(und Lage der Meßstellen zur Bestimmung der Rißbreiten)



Aufmaß der Schnitte durch den
freigelegten Durchstanzkegel des
Versuchskörpers E 3 (M.=1:20)

VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3

TABELLE E3-1 - DEHNUNGEN DER BEWEHRUNGSSTAEBE

LASTSTUFE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
STUETZENLAST(KN)	100.0	200.0	300.0	400.0	500.0	600.0	650.0	700.0	750.0	800.0	850.0	0.0
MESSTELLEN NR	DEHNUNGEN IN PROMILLE											
1	-0.002	-0.004	0.010	0.000	-0.006	-0.004	-0.006	0.000	-0.002	0.086	0.238	0.743
2	-0.006	-0.006	-0.010	-0.023	-0.018	-0.004	0.002	0.018	0.034	0.158	0.326	0.570
3	0.004	0.010	0.028	0.024	0.059	0.180	0.232	0.289	0.336	0.396	0.511	0.295
8	-0.002	0.000	0.006	0.008	0.061	0.234	0.351	0.533	0.714	0.889	1.043	0.402
9	-0.004	-0.004	-0.002	-0.006	-0.008	0.018	0.067	0.168	0.338	0.517	0.831	0.351
10	0.034	0.065	0.156	0.166	0.349	0.593	0.720	0.893	1.092	1.406	1.899	1.572
11	0.000	0.022	-0.008	0.049	0.197	0.488	0.632	0.843	1.024	1.209	1.459	0.373
12	0.034	0.100	0.238	0.388	0.585	0.831	0.977	1.123	1.283	1.443	1.687	0.548
13	0.008	0.039	0.061	0.092	0.110	0.119	0.100	0.078	0.024	-0.014	-0.074	-0.306
14	0.010	0.022	0.047	0.067	0.244	0.513	0.616	0.745	0.948	1.351	1.839	1.100
15	0.018	0.047	0.100	0.209	0.466	0.753	0.893	1.043	1.186	1.369	1.650	0.533
16	0.087	0.184	0.293	0.441	0.611	0.772	0.872	0.981	1.110	1.279	1.546	0.505
17	0.042	0.065	0.129	0.176	0.197	0.238	0.254	0.279	0.305	0.358	0.381	0.084
18	0.071	0.052	0.248	0.408	0.577	0.755	0.845	0.944	1.057	1.248	1.377	0.412
19	0.049	0.028	0.190	0.283	0.379	0.466	0.494	0.515	0.523	0.529	0.537	-0.144
24	0.036	0.043	0.121	0.096	0.071	0.047	0.026	0.006	-0.004	-0.014	-0.027	-0.025
25	-0.002	-0.002	-0.002	-0.012	-0.018	-0.029	-0.037	-0.041	-0.045	-0.055	-0.078	-0.076
48	-0.115	-0.265	-0.386	-0.556	-0.745	-0.971	-1.117	-1.248	-1.421	-1.577	-1.782	-0.201
49	-0.105	-0.222	-0.333	-0.474	-0.622	-0.778	-0.873	-0.961	-1.088	-1.207	-1.366	-0.146
50	-0.031	-0.062	-0.057	-0.068	-0.062	-0.064	-0.072	-0.076	-0.064	-0.047	-0.018	0.160
52	-0.177	-0.308	-0.575	-0.838	-1.117	-1.423	-1.608	-1.811	-2.080	-2.376	-2.799	-0.653
53	-0.053	-0.240	-0.162	-0.499	-0.793	-1.158	-1.415	-1.684	-2.123	-2.630	-3.411	-1.066
54	-0.080	-0.181	-0.308	-0.515	-0.682	-0.825	-0.901	-0.955	-1.062	-1.156	-1.275	-0.125
62	0.084	0.184	0.496	0.761	1.049	1.361	1.540	1.733	1.971	2.242	2.652	0.609
63	0.273	0.529	1.010	1.318	1.644	1.983	2.190	2.439	2.772	3.168	3.909	1.794
64	0.053	0.147	0.315	0.468	0.657	0.872	0.995	1.127	1.283	1.441	1.792	0.474
65	0.014	0.034	0.059	0.108	0.186	0.271	0.318	0.353	0.365	0.363	0.383	-0.170
74	0.006	0.010	0.043	0.071	0.125	0.182	0.203	0.207	0.209	0.170	0.049	0.078
75	-0.006	-0.016	-0.012	-0.039	-0.025	0.086	0.160	0.242	0.303	0.367	0.531	0.223
76	-0.014	-0.037	-0.066	-0.097	-0.127	-0.152	-0.162	-0.170	-0.181	-0.187	-0.156	0.236
81	0.006	0.018	0.061	0.054	0.090	0.522	0.754	1.073	1.308	1.626	3.094	0.846
82	0.016	0.039	0.088	0.125	0.335	0.802	1.071	1.446	1.781	2.201	9.580	2.163
83	0.018	0.050	0.106	0.234	0.719	1.480	1.865	2.197	2.702	3.429	5.264	1.958
84	0.029	0.058	0.157	0.278	0.654	1.020	1.197	1.373	1.664	2.010	2.511	0.417
91	0.004	0.012	0.020	0.029	0.046	0.071	0.104	0.140	0.293	0.633	0.000	0.000
92	0.008	0.012	0.014	0.027	0.062	0.125	0.211	0.371	0.498	0.855	1.605	0.832
93	0.004	0.014	0.031	0.035	0.064	0.155	0.213	0.293	0.381	0.574	1.136	0.710
94	0.028	0.016	0.058	0.098	0.249	0.457	0.538	0.631	0.668	0.650	0.767	0.442

VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3

TABELLE E3-2 - DEHNUNGEN AM BETON

LASTSTUFE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
STUETZENLAST(KN)	100.0	200.0	300.0	400.0	500.0	600.0	650.0	700.0	750.0	800.0	850.0	0.0
MESSTELLEN NR	DEHNUNGEN IN PROMILLE											
5	-0.010	-0.026	-0.049	-0.081	-0.119	-0.091	-0.024	0.045	0.136	0.235	-0.889	-0.498
8	-0.043	-0.091	-0.140	-0.194	-0.249	-0.316	-0.358	-0.379	-0.271	-0.279	-0.126	1.219
9	-0.034	-0.067	-0.136	-0.223	-0.358	-0.536	-0.632	-0.737	-0.832	-0.903	-0.526	-0.227
11	-0.045	-0.091	-0.265	-0.362	-0.504	-0.658	-0.735	-0.818	-0.905	-0.970	-0.358	-0.360
18	-0.020	-0.038	-0.053	-0.051	-0.065	-0.083	-0.087	-0.103	-0.113	-0.121	0.160	0.104
21	-0.073	-0.178	-0.304	-0.464	-0.694	-0.972	-1.130	-1.320	-1.559	-1.866	-1.660	0.332
22	-0.049	-0.113	-0.196	-0.302	-0.455	-0.632	-0.731	-0.854	-1.000	-1.126	-0.990	-0.045
24	-0.026	-0.049	-0.081	-0.130	-0.204	-0.273	-0.310	-0.348	-0.399	-0.476	-0.217	0.318
25	-0.022	-0.049	-0.087	-0.136	-0.215	-0.322	-0.377	-0.435	-0.510	-0.601	-1.235	-0.332
29	-0.016	-0.042	-0.079	-0.115	-0.152	-0.202	-0.233	-0.249	-0.273	-0.263	-0.018	0.003
31	-0.150	-0.350	-0.573	-0.844	-1.125	-1.417	-1.581	-1.755	-1.949	-2.166	-2.144	-0.636
32	-0.154	-0.381	-0.640	-0.953	-1.294	-1.644	-1.834	-2.018	-2.233	-2.451	-2.387	-0.749
33	-0.160	-0.405	-0.702	-1.107	-1.583	-2.095	-2.374	-2.686	-3.040	-3.360	-3.190	-1.134
34	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.476	-0.557	-0.628	-0.326	0.227
35	0.000	-0.002	-0.004	-0.024	-0.040	-0.049	-0.049	-0.051	-0.055	-0.071	-0.134	-0.089
36	0.007	0.037	0.025	0.318	0.687	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.272
37	0.092	0.292	0.460	0.669	0.922	1.199	1.341	1.484	1.646	0.000	0.335	0.164

VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3

TABELLE E3-3 - DEHNUNGEN IM BETON

LASTSTUFE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
STUETZENLAST(KN)	100.0	200.0	300.0	400.0	500.0	600.0	650.0	700.0	750.0	800.0	850.0	0.0
MESSTELLEN NR	DEHNUNGEN IN PROMILLE											
40	-0.493	-1.222	-2.291	-3.928	-5.982	-8.381	-9.557	-9.852	-9.826	-9.880	-7.966	0.088
41	-0.062	-0.062	-0.194	-0.271	-0.379	-0.525	-0.653	-0.784	-0.938	-1.208	-2.216	-0.208
42	-0.030	-0.070	-0.120	-0.176	-0.234	-0.365	-0.435	-0.501	-0.559	-0.667	-0.599	-0.166
43	-0.020	-0.044	-0.076	-0.110	-0.086	-0.120	-0.144	-0.170	-0.200	-0.253	-0.321	-0.018
44	-0.006	-0.018	-0.040	-0.054	-0.016	-0.016	0.002	0.014	0.006	-0.018	-0.076	0.034
45	0.020	0.034	0.038	0.056	0.092	0.226	0.406	0.857	1.549	2.883	0.000	0.000
46	0.016	0.034	0.054	0.084	0.130	0.563	0.673	0.803	1.040	1.691	0.000	0.000
47	0.014	0.054	0.056	0.076	0.276	0.807	0.813	0.787	0.741	0.613	0.000	0.000
48	0.020	0.042	0.074	0.084	0.935	1.220	1.218	1.256	1.288	1.272	1.955	1.468
49	0.030	0.052	0.076	0.164	0.980	1.096	1.114	1.110	1.098	1.118	1.044	0.813
51	-0.056	-0.060	-0.206	-0.307	-0.439	-0.587	-0.667	-0.758	-0.940	-1.429	-2.297	0.571
53	0.006	-0.008	-0.028	-0.044	-0.066	-0.076	-0.074	-0.072	-0.066	-0.154	-0.675	-0.072
55	0.008	0.008	0.004	0.006	0.020	0.062	0.102	0.150	0.420	1.298	4.883	2.176
57	0.008	0.018	0.024	0.030	0.046	0.090	0.116	0.116	0.224	1.436	2.068	0.853
71	-0.012	-0.032	-0.054	-0.082	-0.122	-0.164	-0.186	-0.212	-0.222	-0.234	-0.164	0.152
72	(MESSTELLE AUSGEFALLEN)											
81	-0.080	-0.162	-0.182	-0.238	-0.305	-0.363	-0.409	-0.433	-0.517	-0.575	-0.713	0.214
82	-0.106	-0.265	-0.465	-0.788	-1.096	-1.353	-1.473	-1.551	-1.697	-1.808	-1.964	-0.457
83	-0.110	-0.263	-0.473	-0.816	-1.180	-1.471	-1.607	-1.697	-1.848	-1.954	-2.076	-0.557

VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3

TABELLE E3-4A - DURCHBIEGUNGSMESSUNGEN, BEZOGEN AUF DIE PUNKTE 1,2,3,4

LASTSTUFE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
STUETZENLAST(KN)	100.0	200.0	300.0	400.0	500.0	600.0	650.0	700.0	750.0	800.0	850.0	0.0
MESSTELLEN NR	WEGE IN MM											
1	0.005	0.010	0.014	0.000	0.017	0.024	0.000	0.057	0.000	0.104	0.000	0.000
2	-0.005	-0.010	-0.015	0.000	-0.017	-0.025	0.000	-0.057	0.000	-0.104	0.000	0.000
3	0.004	0.009	0.014	0.000	0.017	0.024	0.000	0.057	0.000	0.104	0.000	0.000
4	-0.004	-0.010	-0.015	0.000	-0.017	-0.024	0.000	-0.057	0.000	-0.104	0.000	0.000
5	0.000	-0.010	-0.049	-0.109	-0.199	-0.354	0.000	-0.494	0.000	-0.694	0.000	0.000
6	-0.022	-0.039	-0.120	-0.164	-0.283	-0.426	0.000	-0.577	0.000	-0.803	0.000	0.000
7	-0.028	-0.072	-0.139	-0.244	-0.417	-0.662	0.000	-0.903	0.000	-1.274	0.000	0.000
8	-0.014	-0.044	-0.088	-0.134	-0.252	-0.419	0.000	-0.600	0.000	-0.856	0.000	0.000
9	-0.039	-0.079	-0.166	-0.299	-0.503	-0.807	0.000	-1.131	0.000	-1.611	0.000	0.000
10	-0.066	-0.164	-0.269	-0.429	-0.695	-1.060	0.000	-1.452	0.000	-1.984	0.000	0.000
11	-0.033	-0.088	-0.182	-0.289	-0.507	-0.823	0.000	-1.143	0.000	-1.587	0.000	0.000
12	-0.037	-0.094	-0.167	-0.279	-0.479	-0.752	0.000	-1.033	0.000	-1.447	0.000	0.000
13	-0.016	-0.062	-0.113	-0.169	-0.322	-0.526	0.000	-0.759	0.000	-1.066	0.000	0.000
14	-0.014	-0.059	-0.099	-0.119	-0.234	-0.379	0.000	-0.554	0.000	-0.764	0.000	0.000
15	0.000	-0.030	-0.073	-0.120	-0.241	-0.402	0.000	-0.593	0.000	-0.847	0.000	0.000
16	-0.011	-0.017	-0.060	-0.085	-0.087	-0.227	0.000	-0.341	0.000	-0.544	0.000	0.000
17	0.002	-0.020	-0.049	-0.045	-0.131	-0.183	0.000	-0.287	0.000	-0.406	0.000	0.000
18	0.000	0.010	0.009	-0.010	-0.004	0.004	0.000	0.000	0.000	-0.064	0.000	0.000
19	-0.048	-0.133	-0.227	-0.417	-0.705	-1.136	0.000	-1.629	0.000	-2.383	0.000	0.000
20	-0.035	-0.107	-0.199	-0.337	-0.617	-1.019	0.000	-1.490	0.000	-2.246	0.000	0.000
21	0.012	0.030	0.013	-0.012	-0.138	-0.262	0.000	-0.364	0.000	-0.654	0.000	0.000

VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3

TABELLE E3-48 - DURCHBIEGUNGSMESSUNGEN, BEZOGEN AUF DIE PUNKTE 9,11,15

LASTSTUFE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
STUETZENLAST(KN)	100.0	200.0	300.0	400.0	500.0	600.0	650.0	700.0	750.0	800.0	850.0	0.0
MESSTELLEN NR	WEGE IN MM											
1	-0.055	-0.043	-0.070	-0.166	-0.168	-0.237	0.000	-0.228	0.000	-0.279	0.000	0.000
2	-0.045	-0.093	-0.154	-0.131	-0.218	-0.342	0.000	-0.383	0.000	-0.404	0.000	0.000
3	0.105	0.173	0.339	0.586	0.948	1.497	0.000	2.068	0.000	2.949	0.000	0.000
4	0.075	0.183	0.364	0.551	0.928	1.502	0.000	1.993	0.000	2.654	0.000	0.000
5	0.090	0.168	0.302	0.458	0.738	1.144	0.000	1.536	0.000	2.107	0.000	0.000
6	0.047	0.081	0.124	0.278	0.434	0.713	0.000	0.994	0.000	1.424	0.000	0.000
7	0.035	0.059	0.123	0.186	0.304	0.494	0.000	0.680	0.000	0.926	0.000	0.000
8	0.042	0.096	0.192	0.285	0.474	0.756	0.000	0.996	0.000	1.317	0.000	0.000
9	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	-0.029	-0.079	-0.094	-0.134	-0.189	-0.244	0.000	-0.314	0.000	-0.384	0.000	0.000
11	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	-0.019	-0.034	-0.039	-0.074	-0.104	-0.139	0.000	-0.164	0.000	-0.229	0.000	0.000
13	-0.002	0.002	0.023	0.028	0.054	0.096	0.000	0.116	0.000	0.136	0.000	0.000
14	-0.005	0.009	0.047	0.072	0.144	0.252	0.000	0.327	0.000	0.422	0.000	0.000
15	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	-0.035	-0.039	-0.083	-0.096	-0.064	-0.174	0.000	-0.200	0.000	-0.286	0.000	0.000
17	-0.027	-0.031	-0.055	-0.068	-0.104	-0.113	0.000	-0.134	0.000	-0.174	0.000	0.000
18	-0.050	-0.058	-0.102	-0.158	-0.298	-0.284	0.000	-0.306	0.000	-0.407	0.000	0.000
19	-0.014	-0.058	-0.069	-0.141	-0.233	-0.377	0.000	-0.563	0.000	-0.869	0.000	0.000
20	-0.004	-0.028	-0.034	-0.066	-0.143	-0.252	0.000	-0.418	0.000	-0.744	0.000	0.000
21	0.019	0.063	0.092	0.133	0.133	0.184	0.000	0.291	0.000	0.297	0.000	0.000

VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3

TABELLE E3-5 - SCHLUPFMESSUNGEN

LASTSTUFE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
STUETZENLAST(KN)	100.0	200.0	300.0	400.0	500.0	600.0	650.0	700.0	750.0	800.0	850.0	0.0
MESSTELLEN NR	WEGE IN MM											
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.004	0.000	0.019
2	-0.003	-0.003	-0.003	-0.002	-0.002	-0.001	0.000	0.006	0.000	0.012	0.000	0.080
3	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.003	0.000	0.005	0.000	0.005	0.000	0.028
4	-0.003	-0.003	-0.003	-0.003	-0.003	-0.003	0.000	-0.002	0.000	0.000	0.000	0.002
5	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.013	0.000	0.028	0.000	0.031	0.000	0.058
6	0.000	0.000	0.000	0.005	0.045	0.060	0.000	0.073	0.000	0.069	0.000	0.102
7	-0.002	-0.002	-0.002	-0.003	-0.002	-0.018	0.000	-0.028	0.000	-0.027	0.000	0.003

VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3

TABELLE E3-6 - RISSBREITENMESSUNGEN

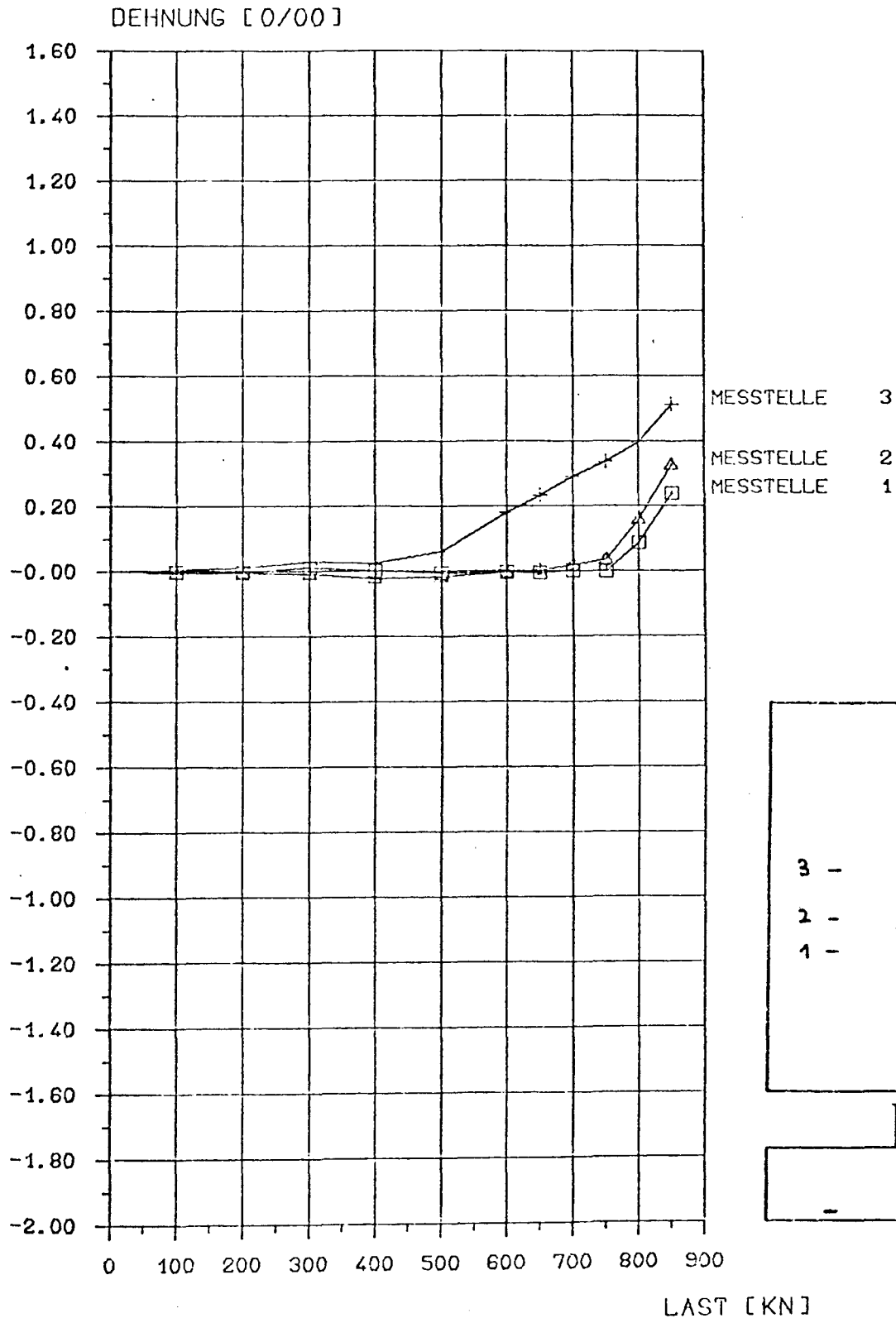
LASTSTUFE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
STUETZENLAST(KN)	100.0	200.0	300.0	400.0	500.0	600.0	650.0	700.0	750.0	800.0	850.0	0.0
MESSTELLEN NR	RISSBREITEN IN MM											
1	0.000	0.000	0.040	0.050	0.070	0.090	0.000	0.100	0.000	0.160	0.000	0.000
2	0.000	0.000	0.020	0.040	0.090	0.130	0.000	0.150	0.000	0.220	0.000	0.000
3	0.000	0.000	0.020	0.020	0.050	0.090	0.000	0.130	0.000	0.270	0.000	0.000
4	0.000	0.000	0.010	0.030	0.040	0.050	0.000	0.070	0.000	0.170	0.000	0.000
5	0.000	0.000	0.000	0.020	0.040	0.060	0.000	0.090	0.000	0.170	0.000	0.000
6	0.000	0.000	0.000	0.020	0.030	0.050	0.000	0.080	0.000	0.130	0.000	0.000
7	0.000	0.000	0.000	0.020	0.030	0.040	0.000	0.070	0.000	0.140	0.000	0.000
8	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.100	0.000	0.160	0.000	0.000

VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3

TABELLE E3-7 - BERECHNUNG VON KRUEMMUNGEN

LASTSTUFE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
STUETZENLAST(KN)	100.0	200.0	300.0	400.0	500.0	600.0	650.0	700.0	750.0	800.0	850.0	0.0
MESSTELLEN NR	[1/(MM*1E5)]											
1	0.005	0.004	0.052	0.017	0.047	0.041	0.000	0.047	0.000	0.058	0.000	0.000
2	-0.009	-0.028	-0.037	-0.047	-0.056	-0.085	0.000	-0.132	0.000	-0.123	0.000	0.000
3	-0.005	-0.005	-0.012	-0.012	-0.011	-0.005	0.000	0.000	0.000	0.012	0.000	0.000
4	-0.030	-0.046	-0.064	-0.096	-0.110	-0.126	0.000	-0.119	0.000	-0.126	0.000	0.000
5	0.000	0.011	0.023	-0.017	0.022	-0.007	0.000	0.022	0.000	0.041	0.000	0.000
6	0.027	0.059	0.116	0.121	0.034	0.176	0.000	0.282	0.000	0.338	0.000	0.000
7	0.022	0.037	0.056	0.132	0.204	0.337	0.000	0.471	0.000	0.680	0.000	0.000
8	-0.013	-0.012	-0.021	-0.027	-0.039	-0.037	0.000	-0.041	0.000	-0.056	0.000	0.000
9	0.100	0.248	0.357	0.521	0.724	1.038	0.000	1.421	0.000	1.773	0.000	0.000
10	-0.078	-0.187	-0.275	-0.382	-0.401	-0.603	0.000	-0.840	0.000	-0.967	0.000	0.000
11	0.000	0.003	0.019	0.044	0.081	0.144	0.000	0.201	0.000	0.283	0.000	0.000
12	0.009	0.030	0.034	0.093	0.147	0.236	0.000	0.310	0.000	0.439	0.000	0.000
13	0.149	0.402	0.474	0.675	0.949	1.224	0.000	1.574	0.000	1.924	0.000	0.000
14	0.004	0.016	0.027	0.032	0.064	0.104	0.000	0.153	0.000	0.211	0.000	0.000
15	0.007	0.021	0.032	0.057	0.094	0.163	0.000	0.228	0.000	0.315	0.000	0.000
16	0.102	0.174	0.197	0.372	0.524	0.697	0.000	0.825	0.000	1.150	0.000	0.000
17	0.000	-0.004	-0.003	0.004	0.001	-0.001	0.000	0.000	0.000	0.026	0.000	0.000

VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3
BRUCHLAST: 850 KN



DEHNUNGEN DER BEWEHRUNGSSTAEBE
(PLATTENBEWEHRUNG DS = 12 MM)

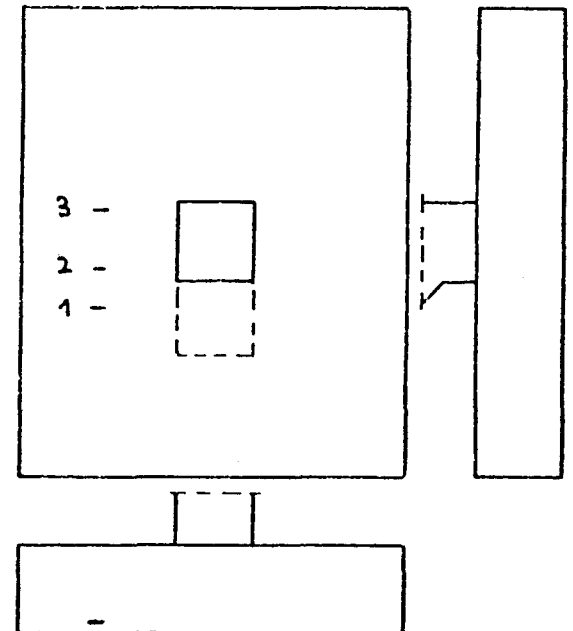
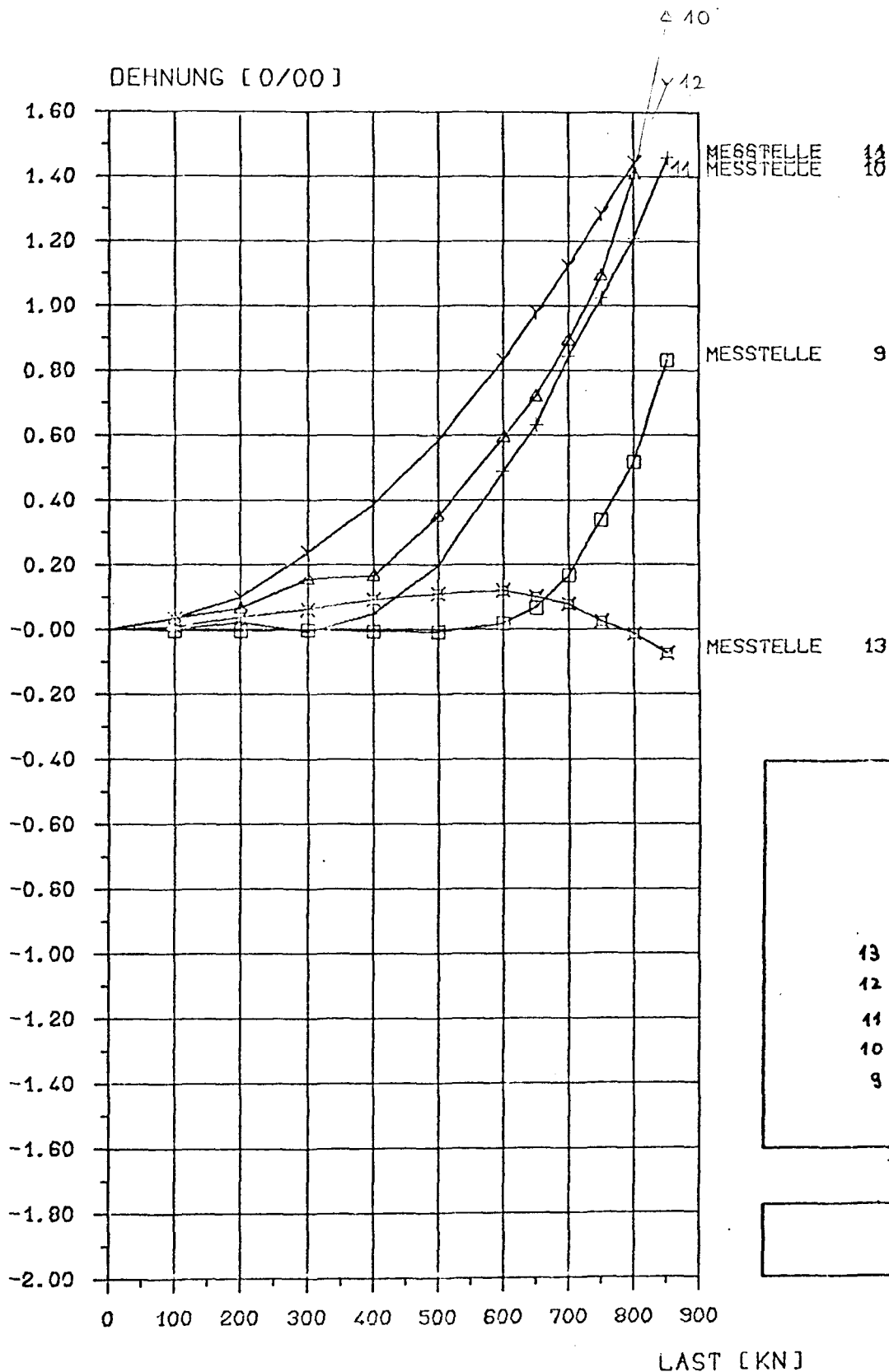


BILD E3-1

VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3
BRUCHLAST: 850 KN



DEHNUNGEN DER BEWEHRUNGSSTAEBE
(PLATTENBEWEHRUNG DS = 16 MM)

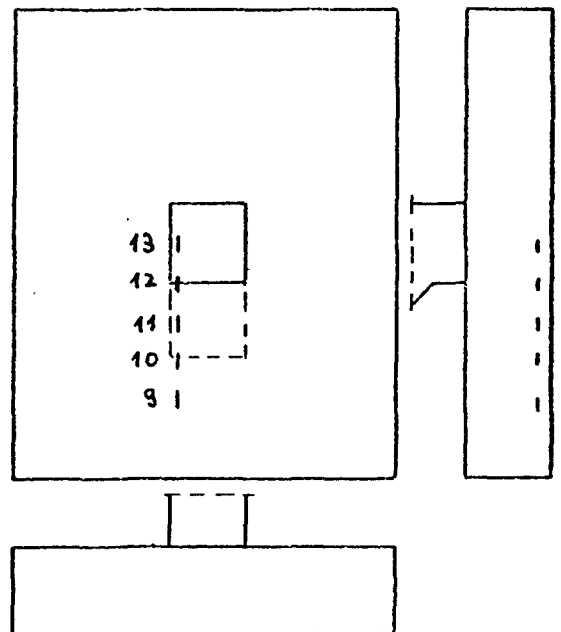
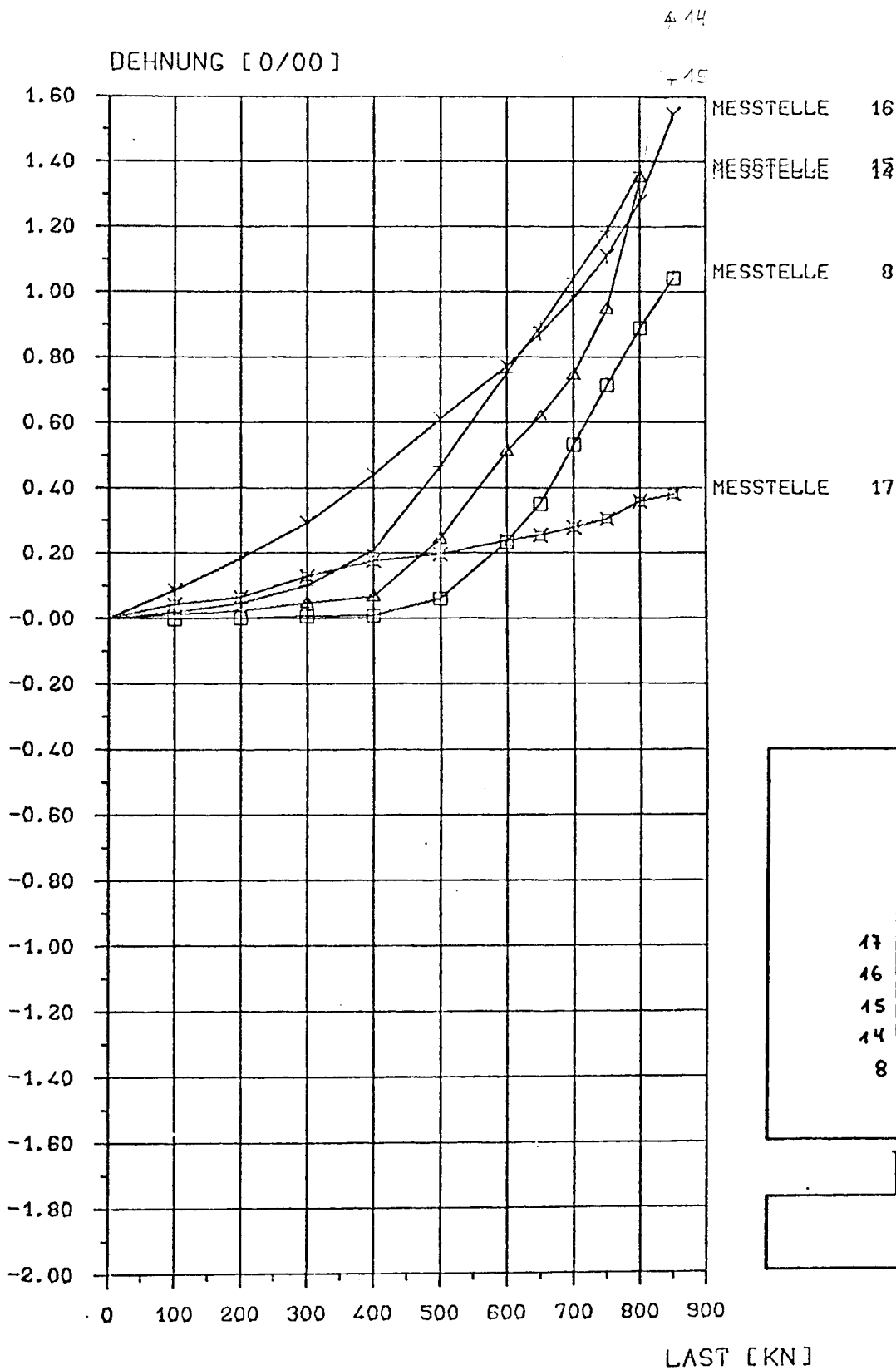


BILD E3-2

VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3
BRUCHLAST: 850 KN



DEHNUNGEN DER BEWEHRUNGSSTAEBE
(PLATTENBEWEHRUNG DS = 16 MM)

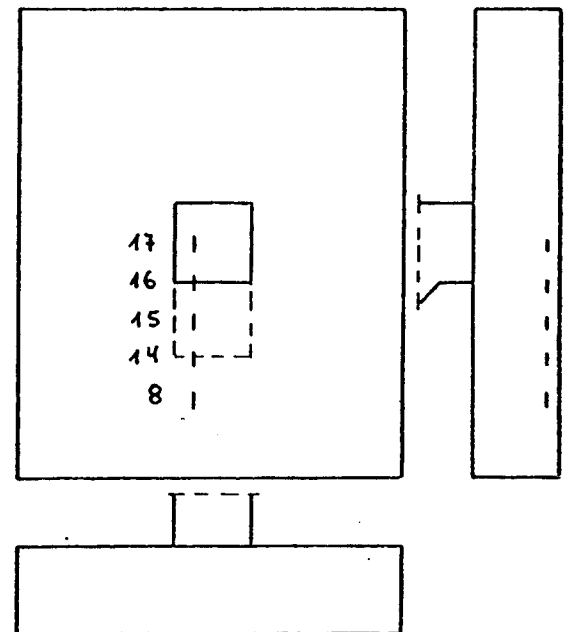
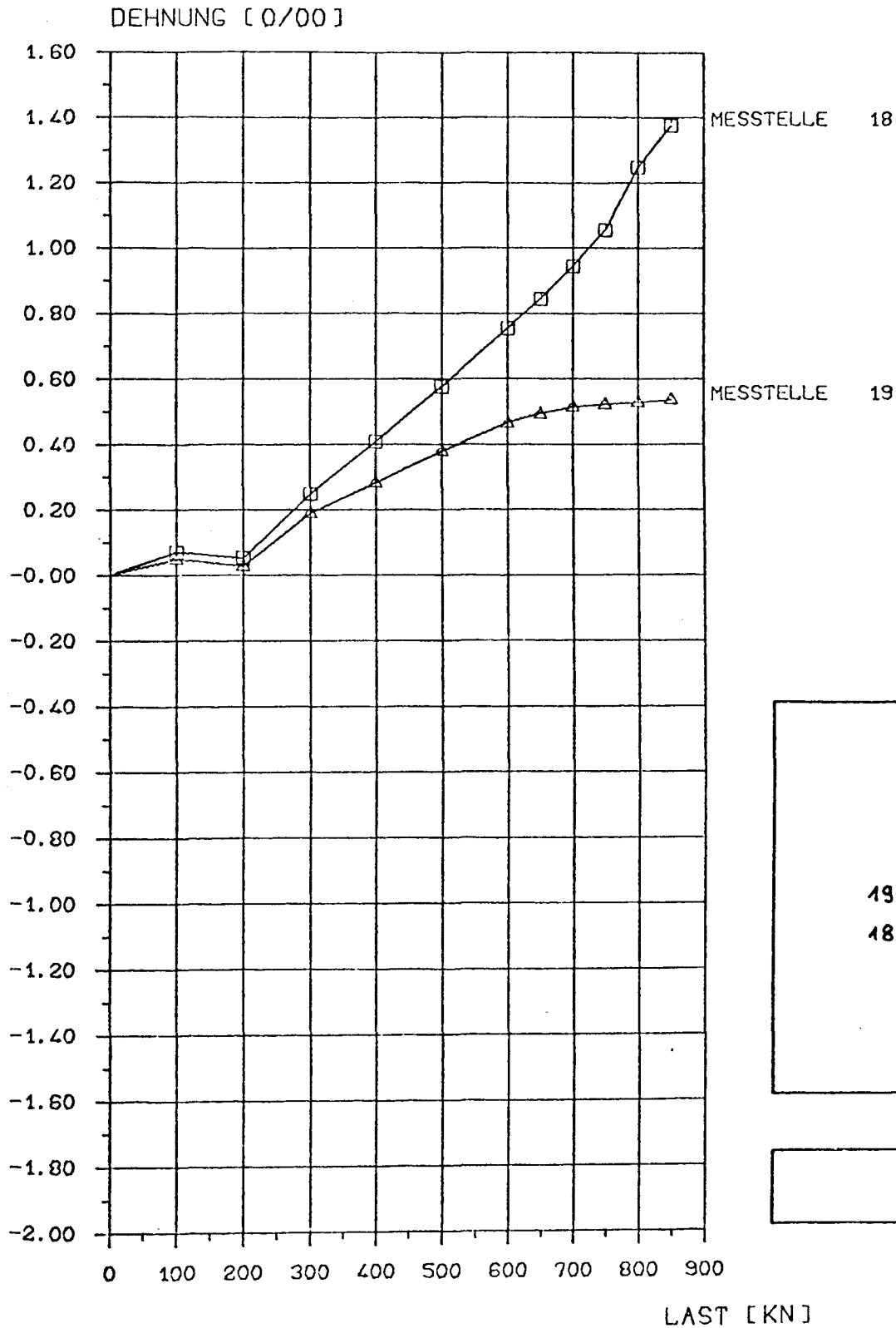


BILD E3-3

VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3
BRUCHLAST: 850 KN



DEHNUNGEN DER BEWEHRUNGSSTAEBE
(PLATTENBEWEHRUNG DS = 16 MM)

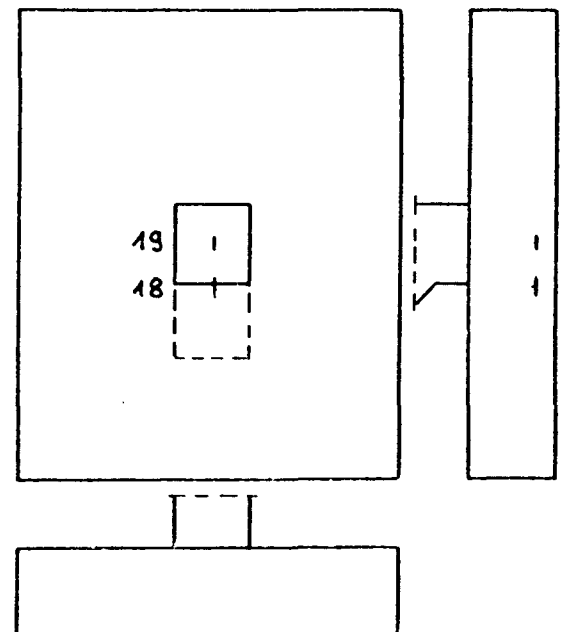
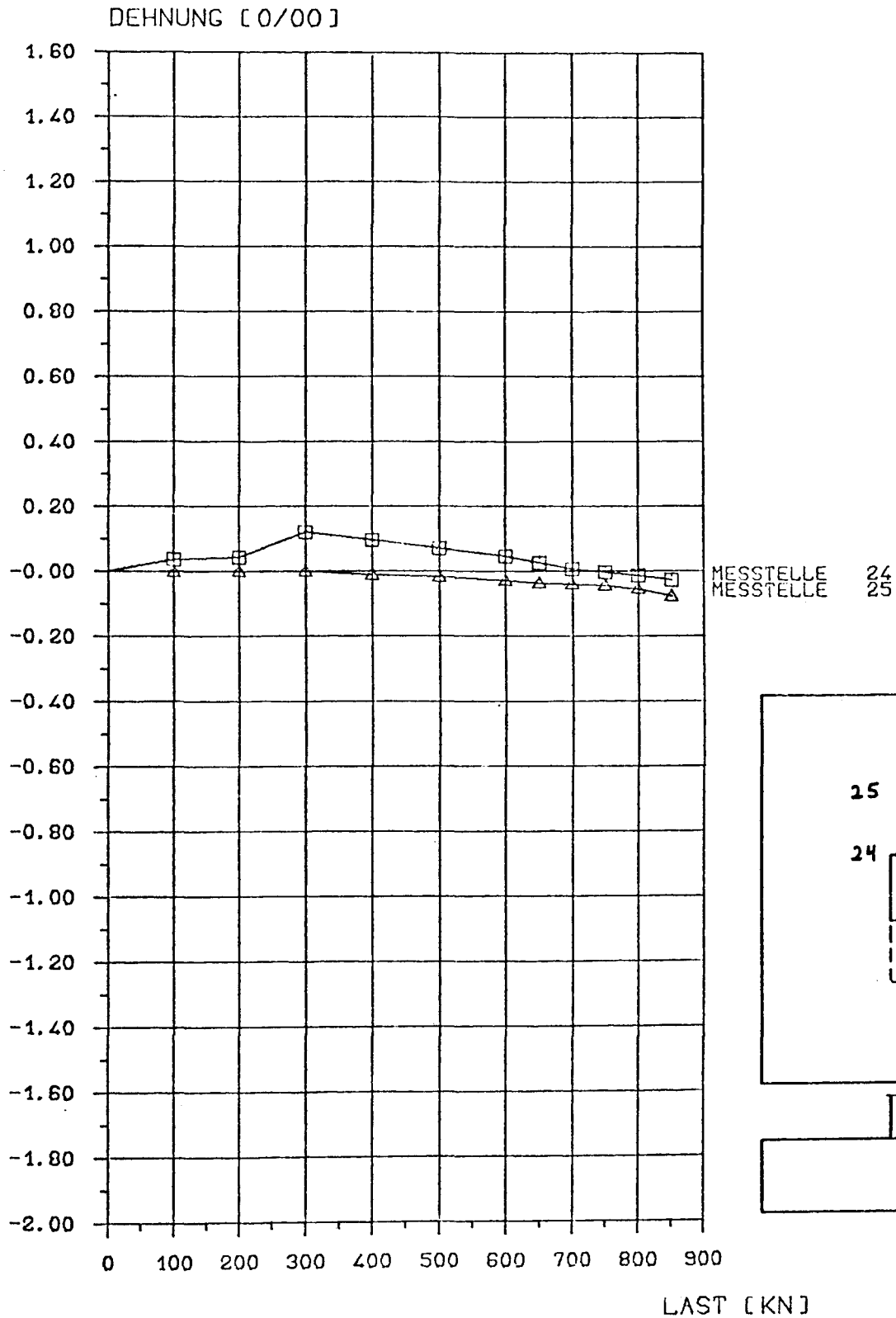


BILD E3-4

VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3
BRUCHLAST: 850 KN



DEHNUNGEN DER BEWEHRUNGSSTAEBE
(PLATTENBEWEHRUNG DS = 16 MM)

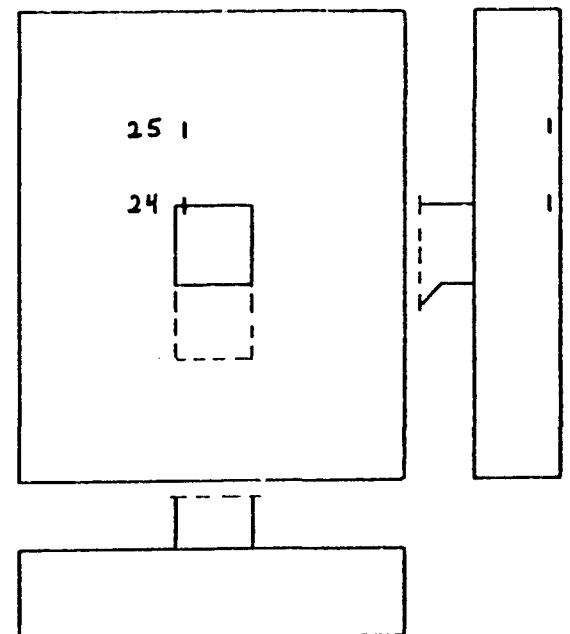
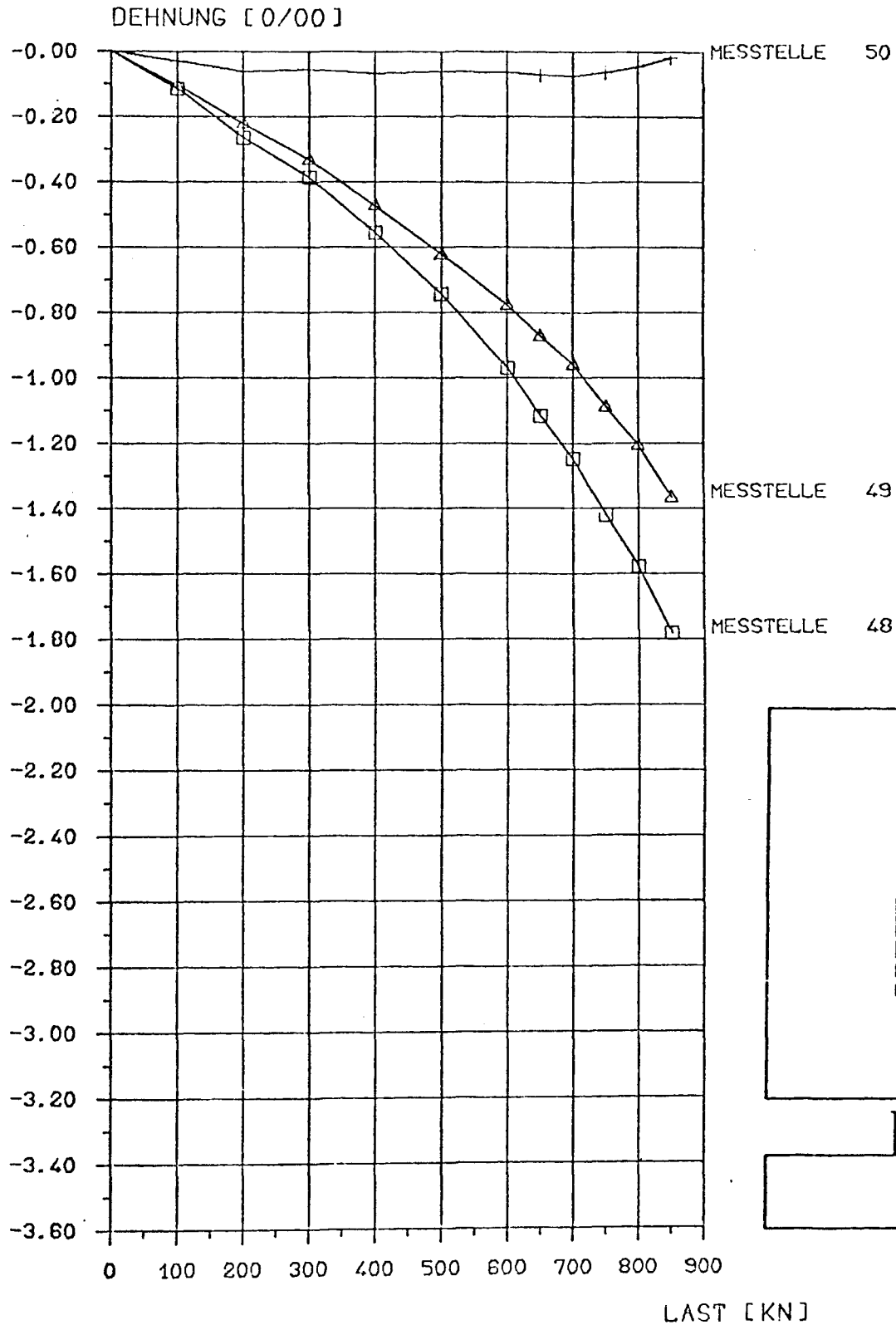


BILD E3-5

VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3
BRUCHLAST: 850 KN



DEHNUNGEN DER BEWEHRUNGSSTAEBE
(STUETZENBEWEHRUNG DS = 25 MM)

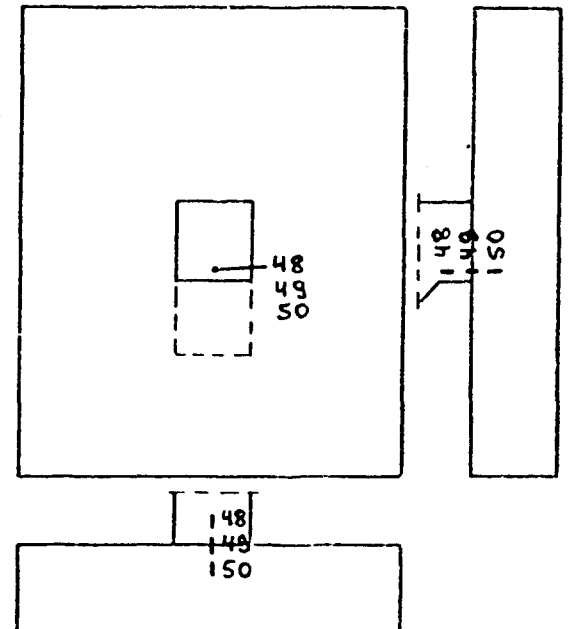
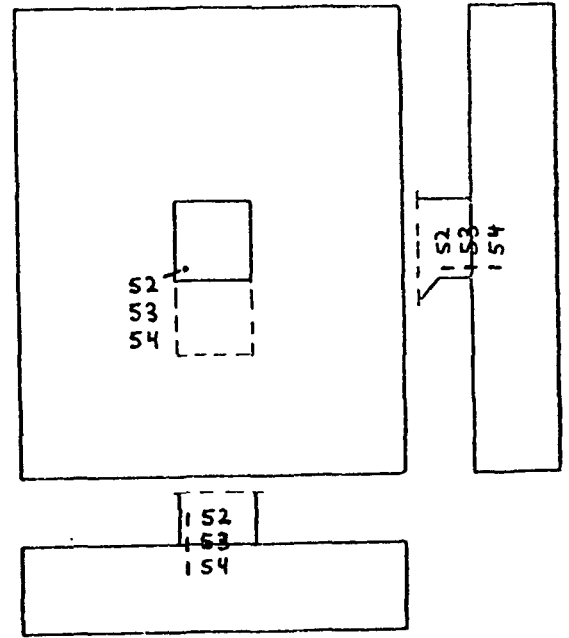
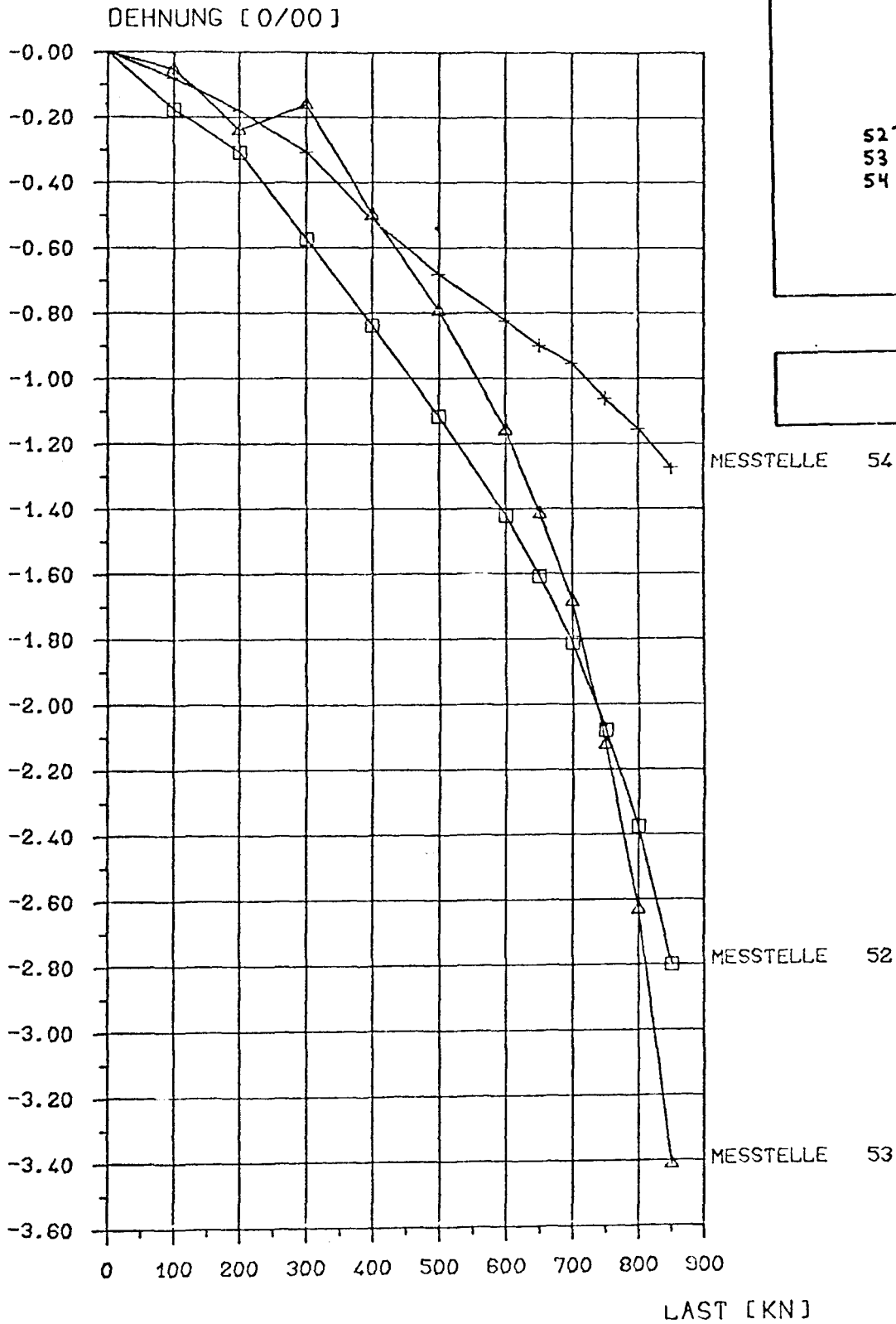


BILD E3-6

VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3
BRUCHLAST: 850 KN

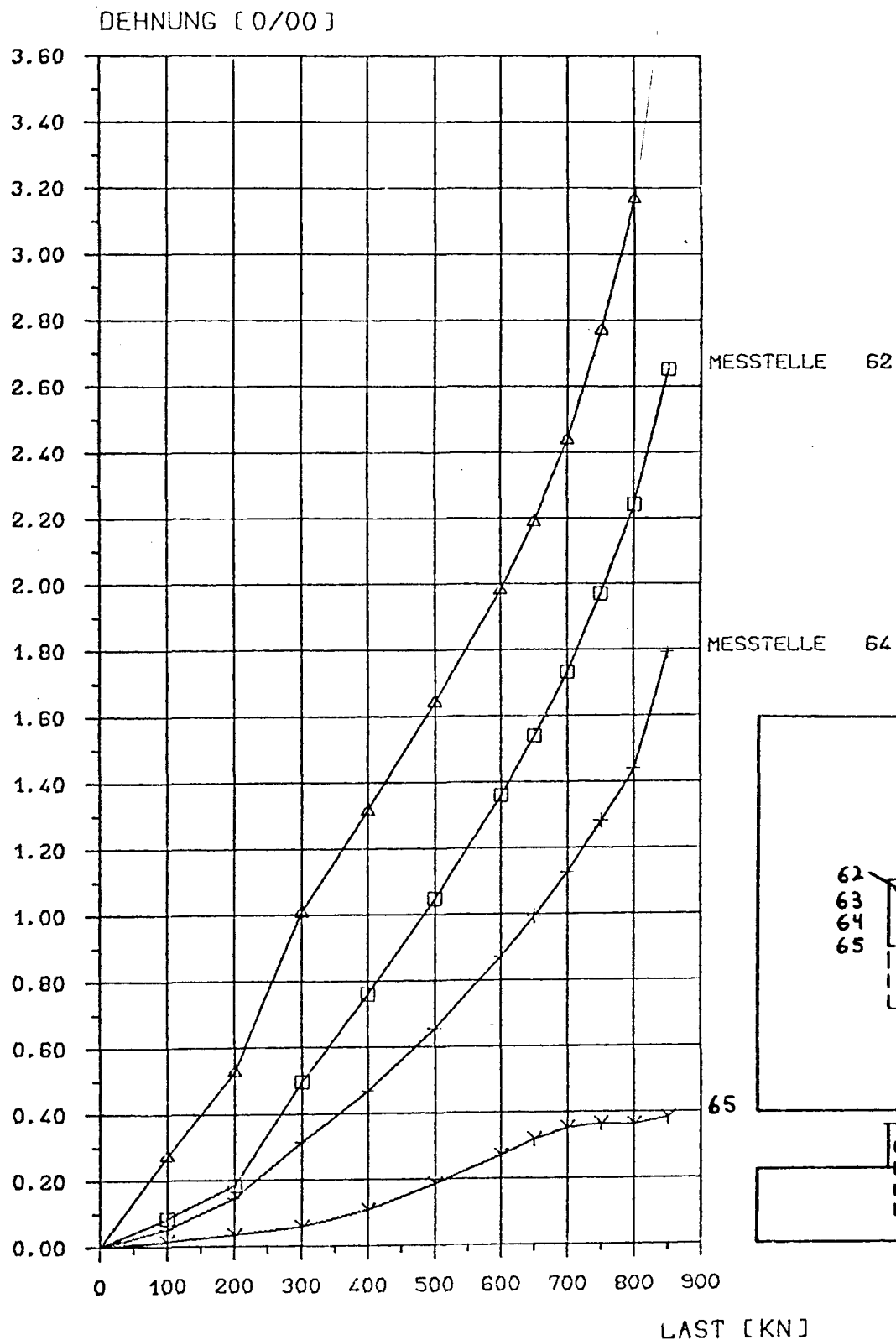


DEHNUNGEN DER BEWEHRUNGSSTAEBE
(STUETZENBEWEHRUNG DS = 16 MM)

BILD E3-7

VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3 BRUCHLAST: 850 KN

63



DEHNUNGEN DER BEWEHRUNGSSTAEBE
(STUETZENBEWEHRUNG DS = 16 MM)

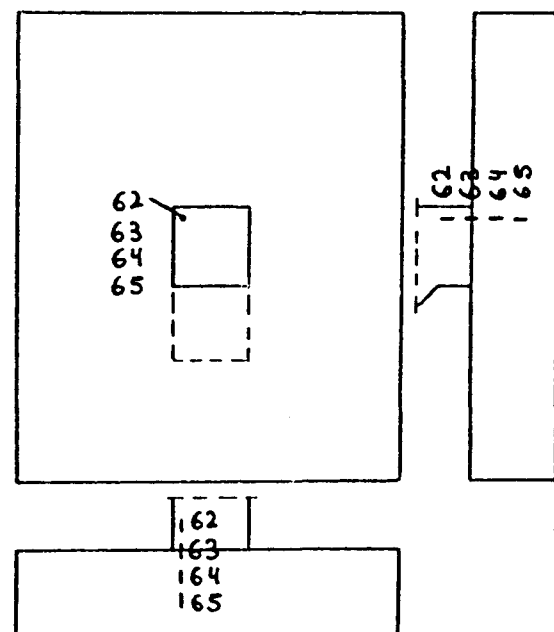
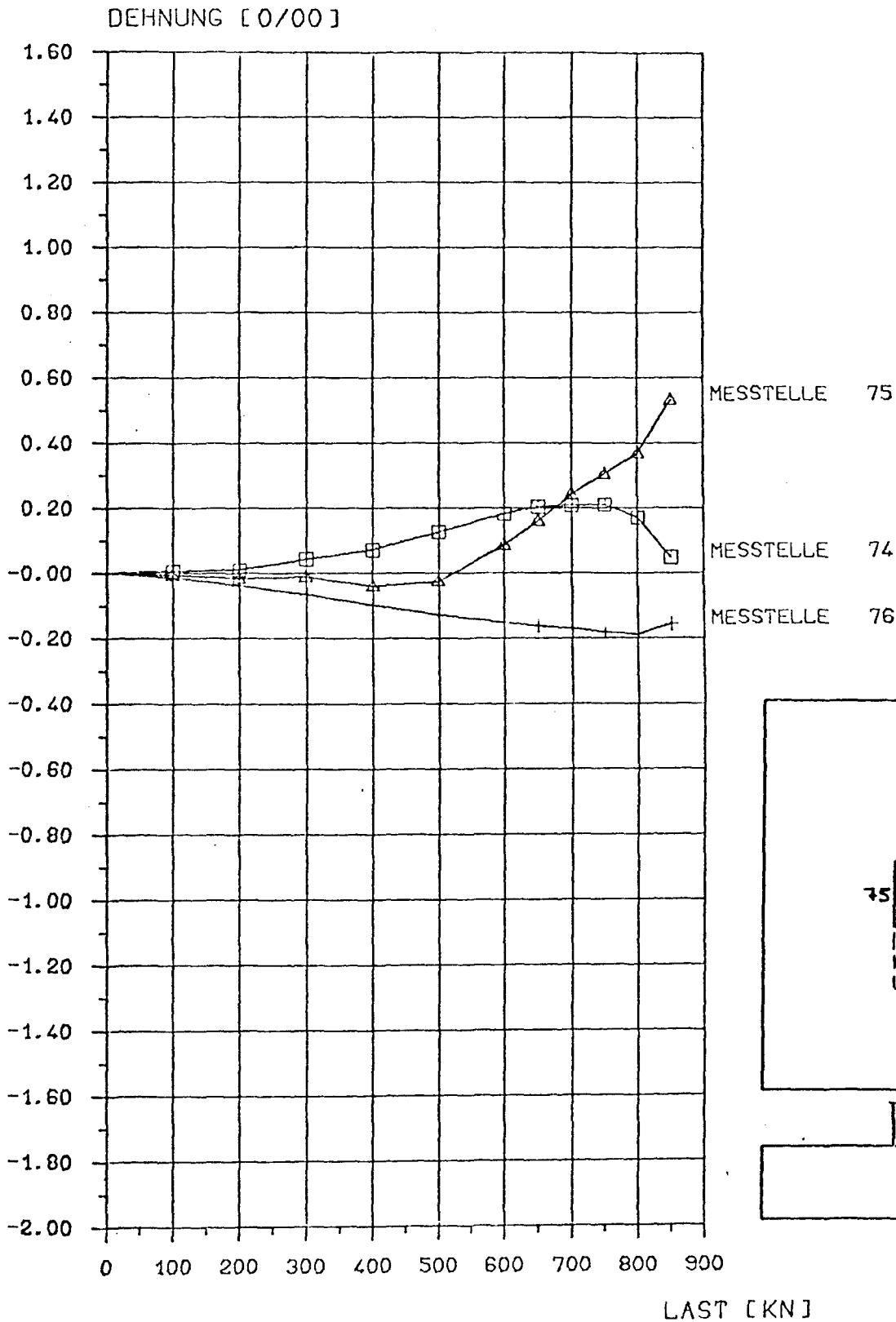


BILD E3-8

VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3
BRUCHLAST: 850 KN



DEHNUNGEN DER BEWEHRUNGSSTAEBE
(BUEGELBEWEHRUNG DS = 8 MM)

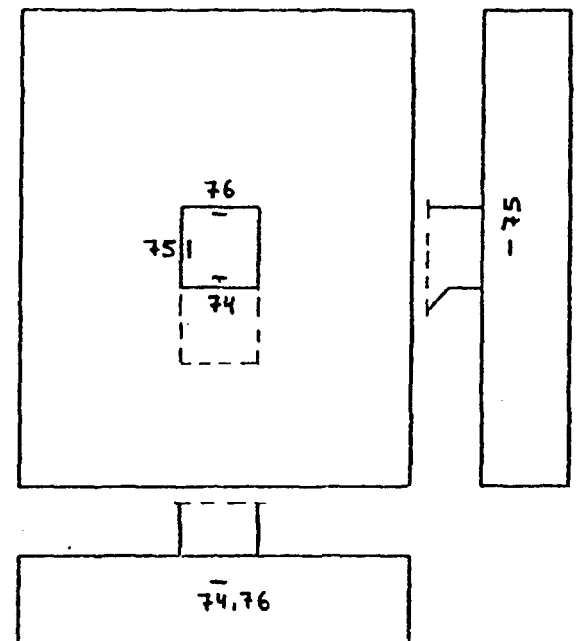
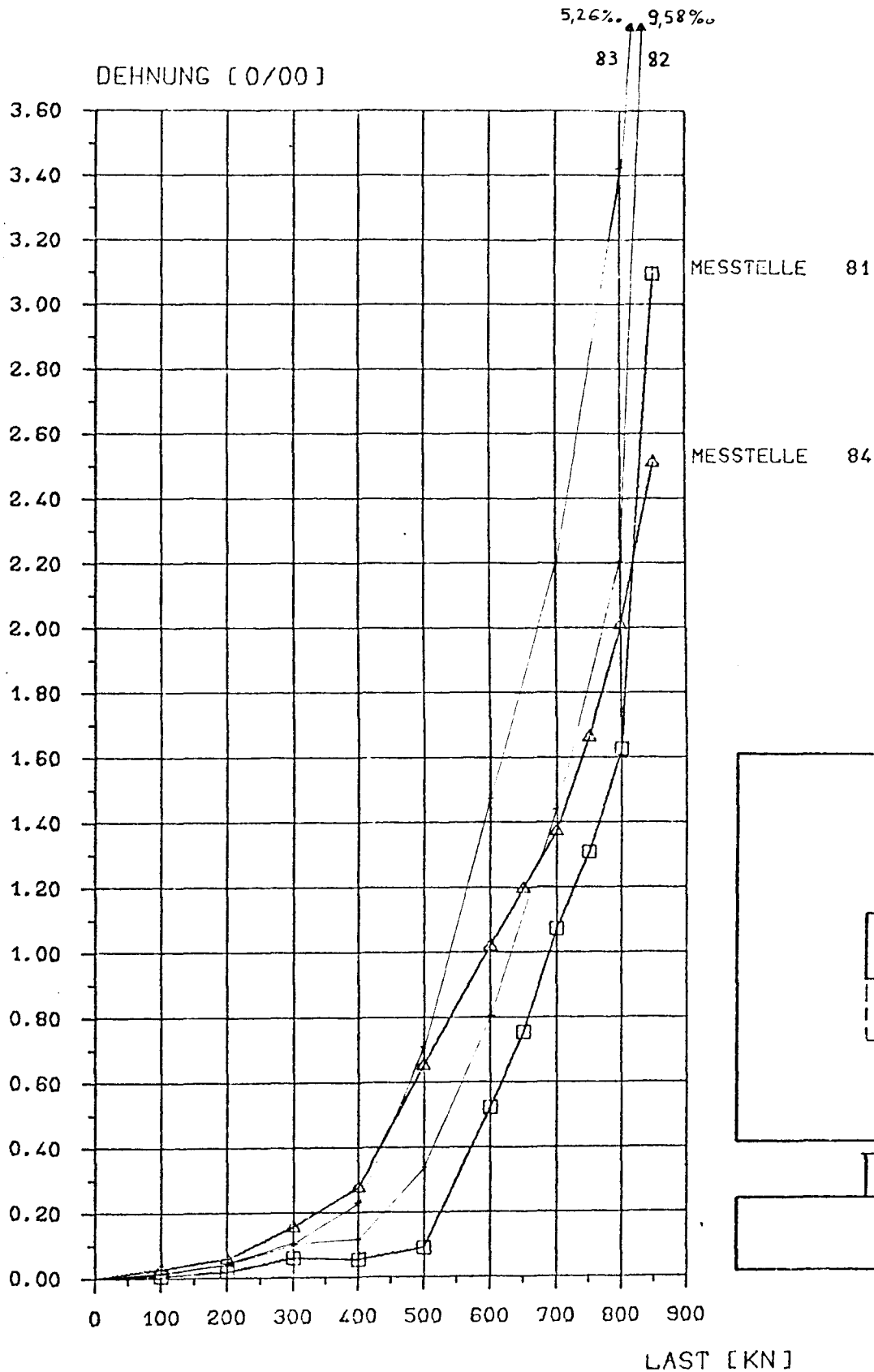


BILD E3-9

VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3
BRUCHLAST: 850 KN



DEHNUNGEN DER BEWEHRUNGSSTAEBE
(DMS-TRAEGER DS = 5 MM)

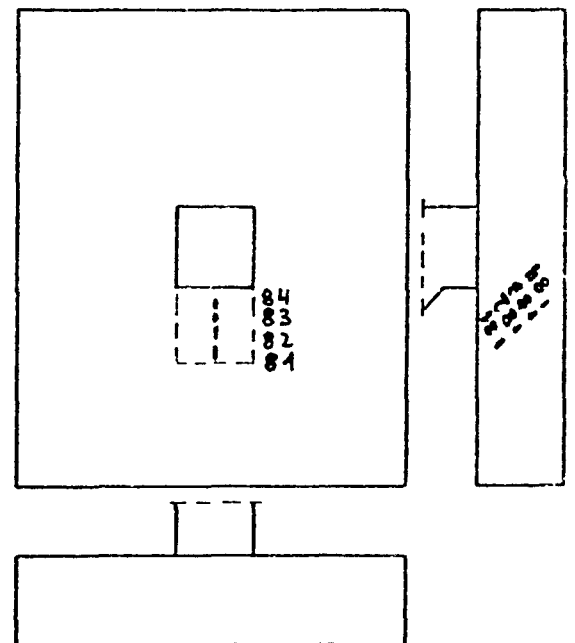
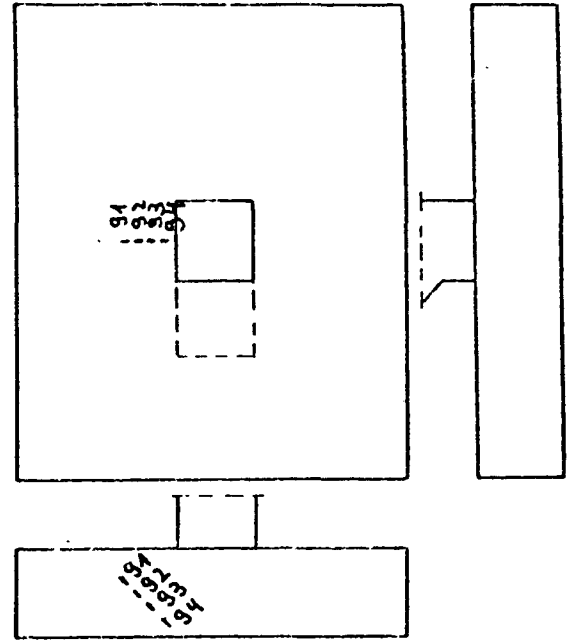
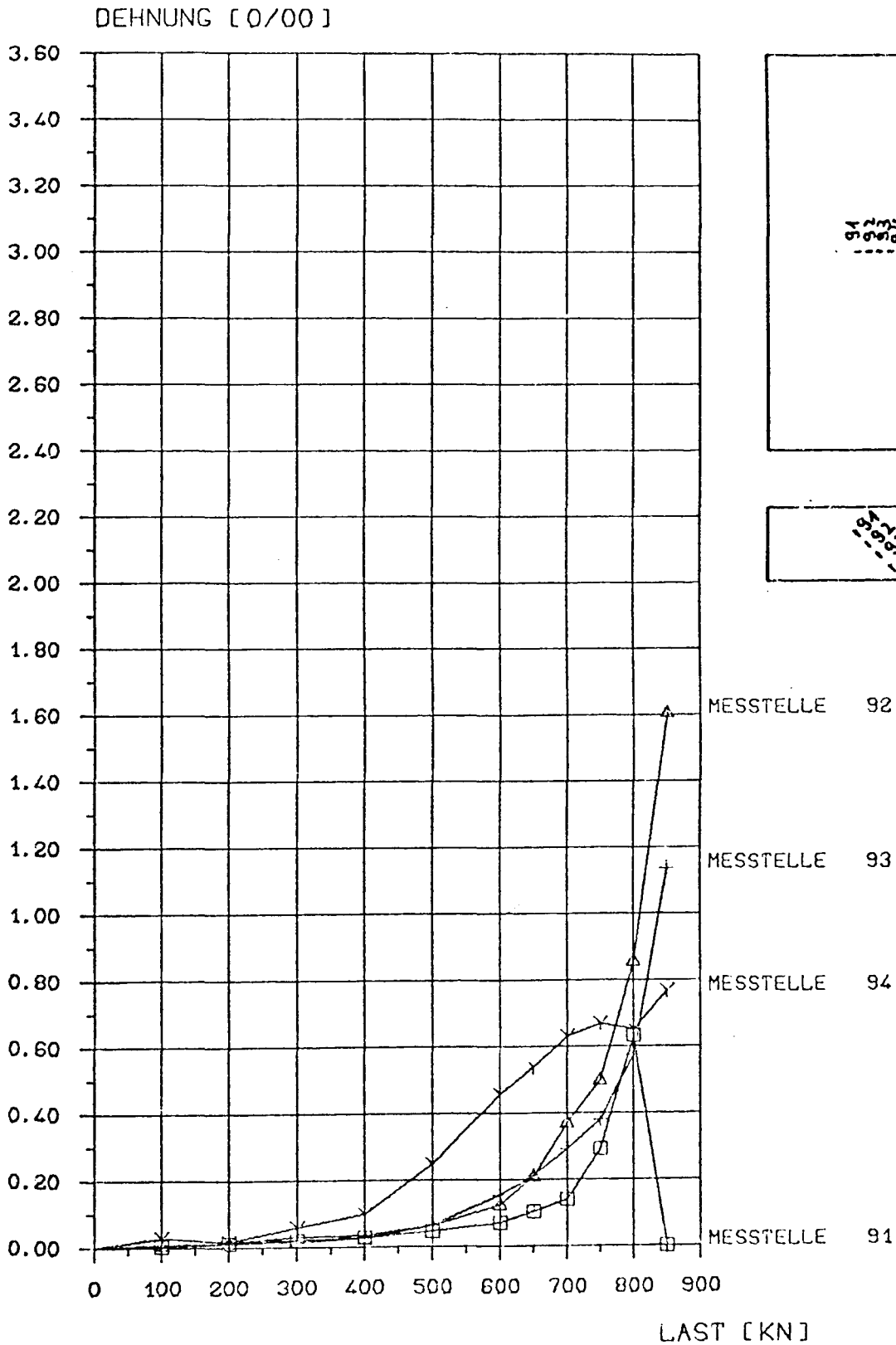


BILD E3-10

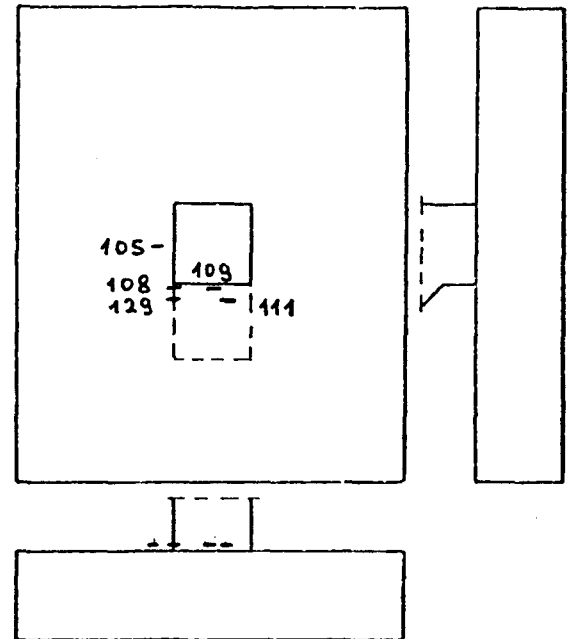
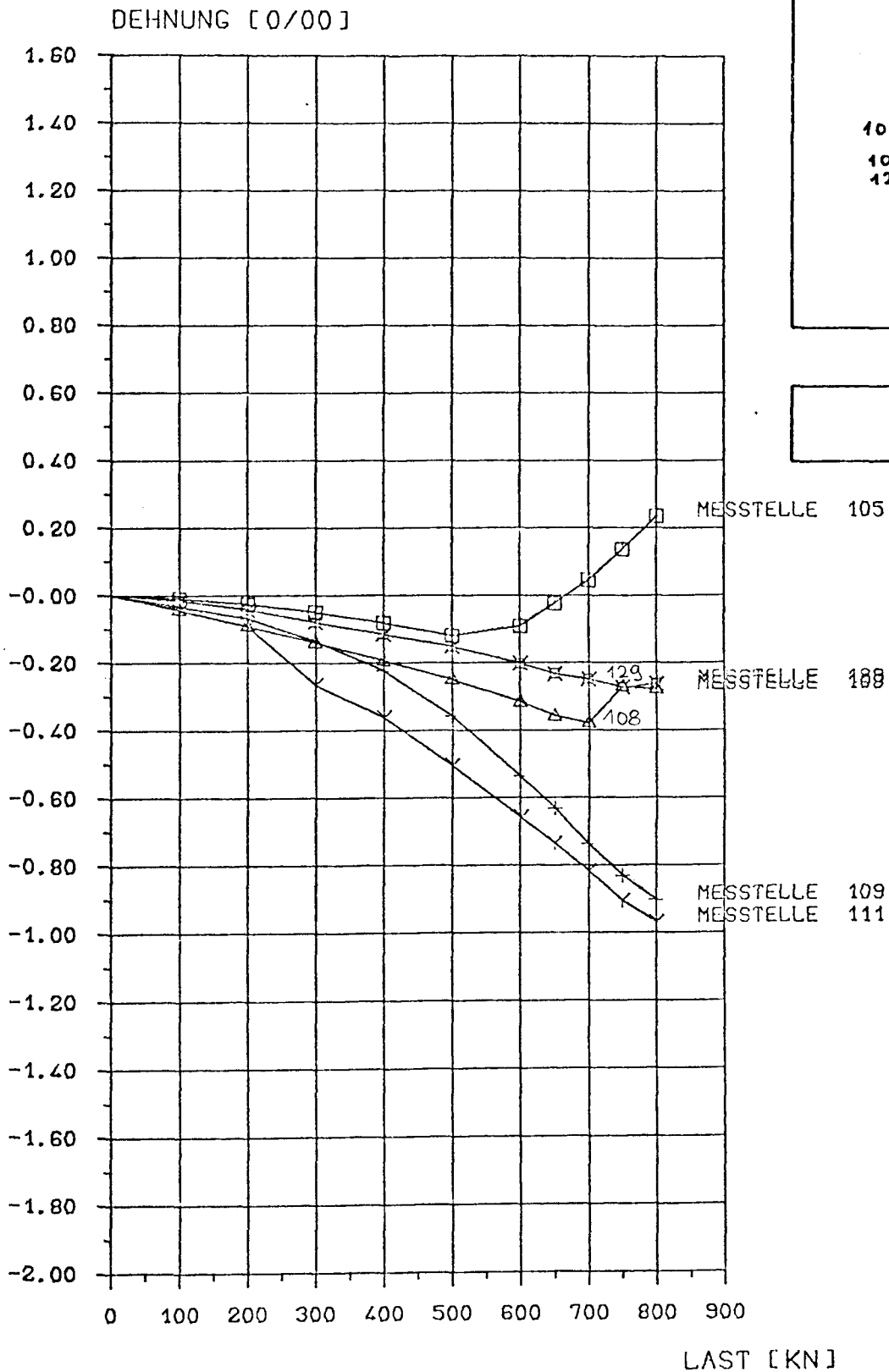
VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3
BRUCHLAST: 850 KN



DEHNUNGEN DER BEWEHRUNGSSTAEBE
(DMS-TRAEGER DS = 5 MM)

BILD E3-11

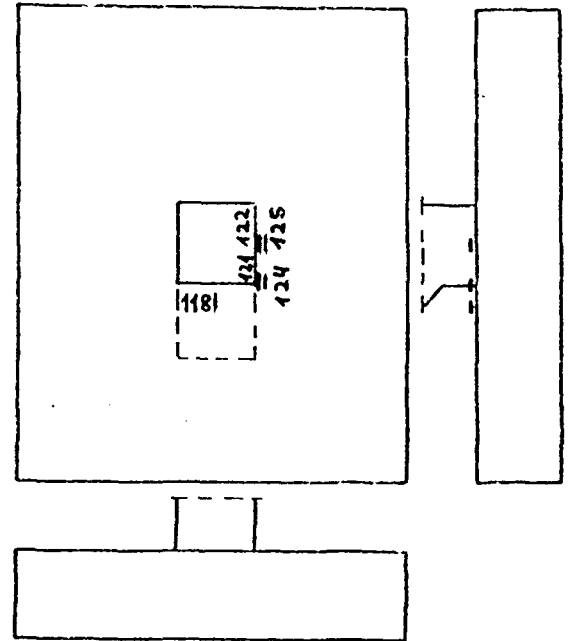
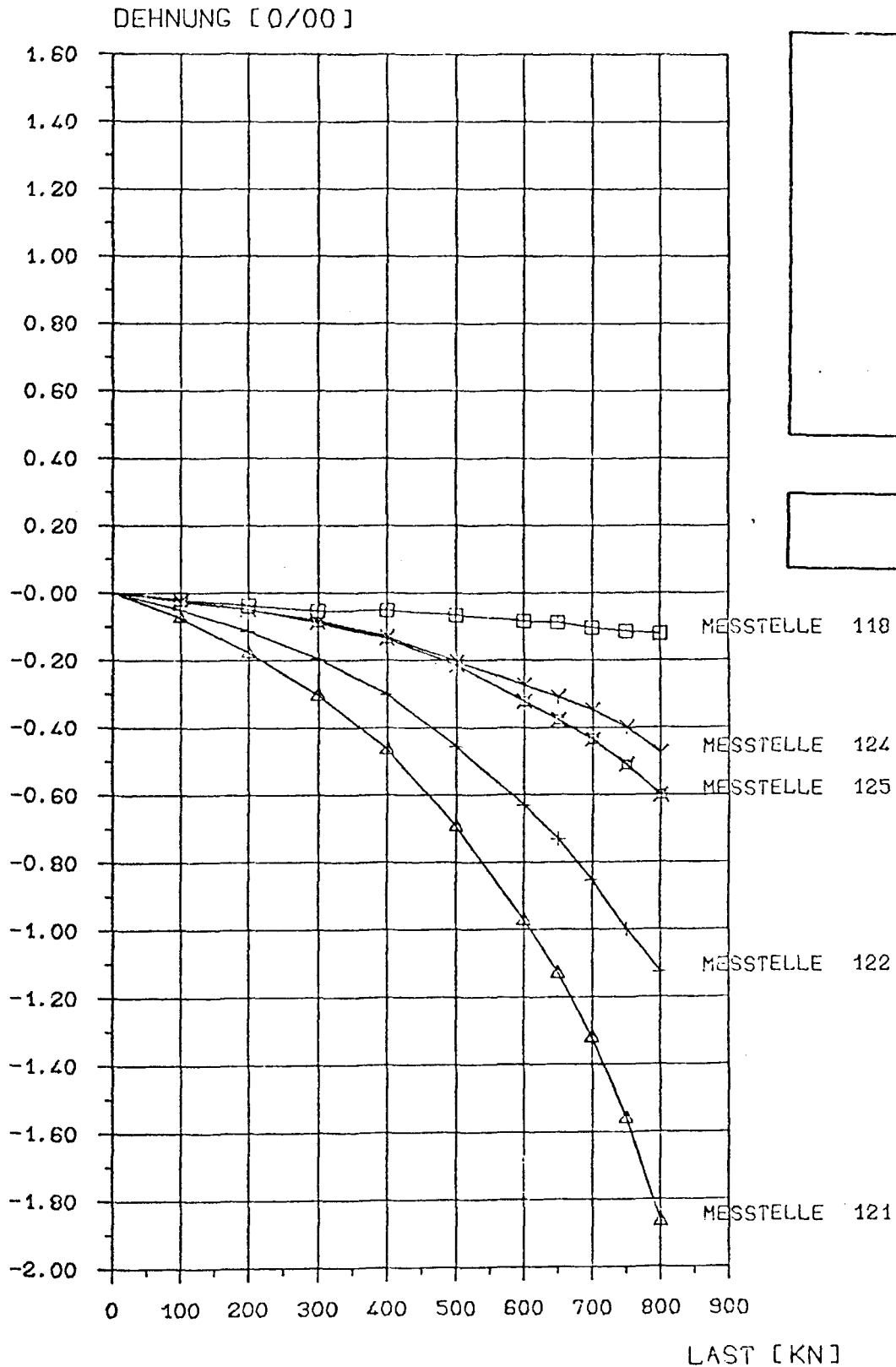
VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3
BRUCHLAST: 850 KN



DEHNUNGEN AM BETON
(PLATTE - BIEGEDRUCKSEITE)

BILD E3-101

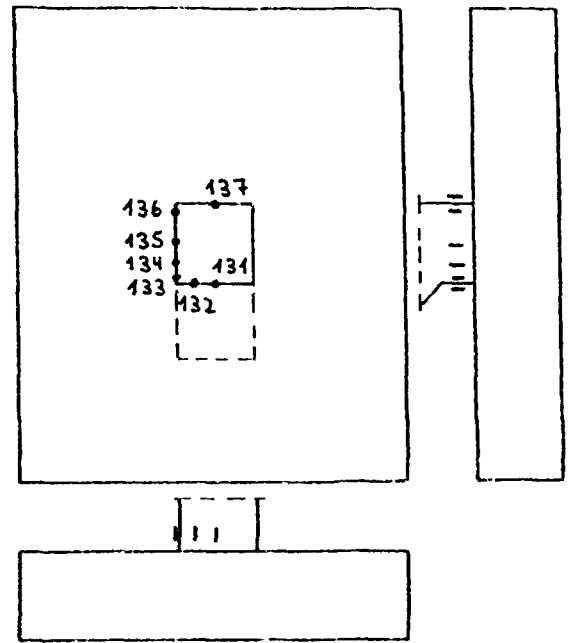
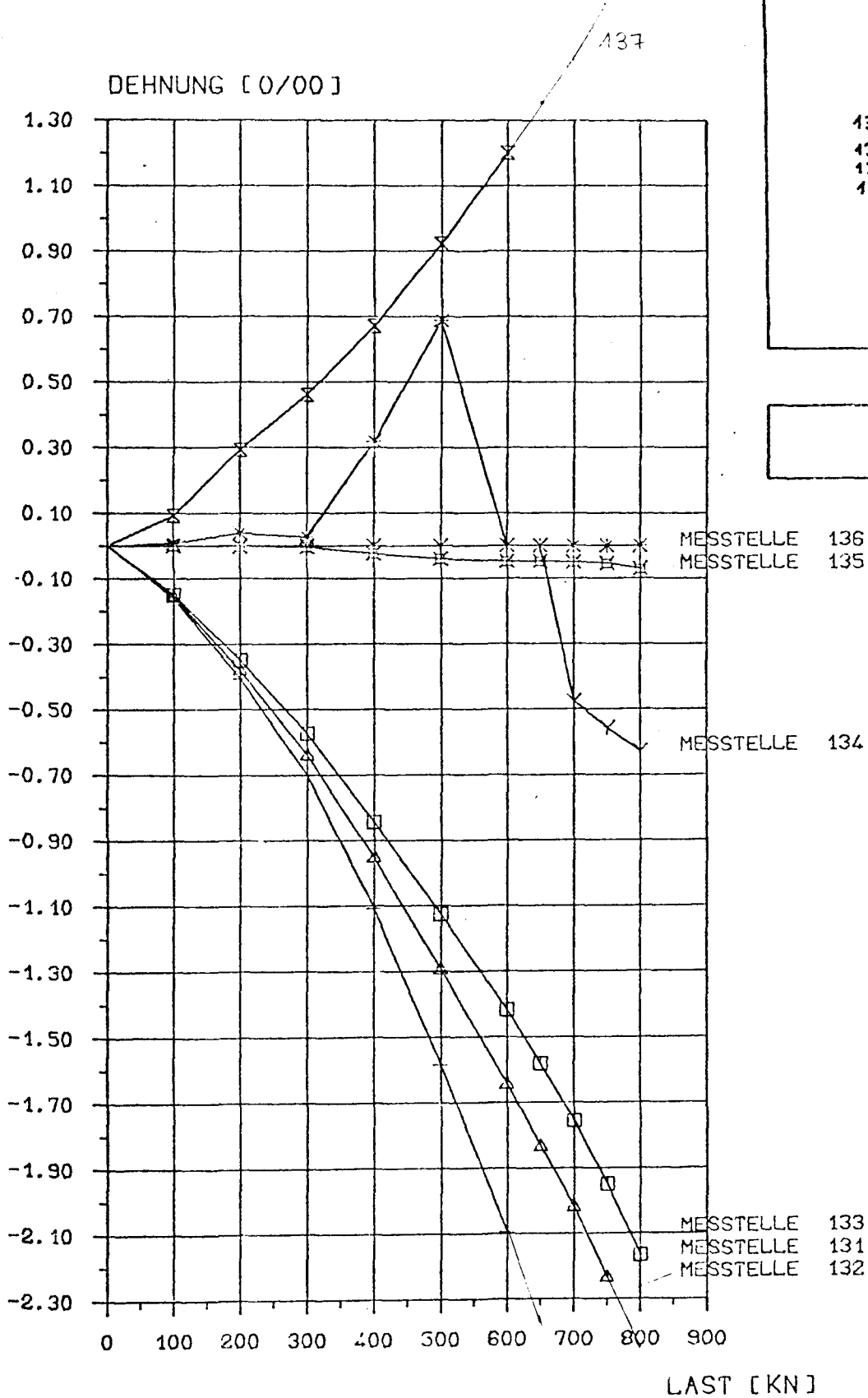
VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3
BRUCHLAST: 850 KN



DEHNUNGEN AM BETON
(PLATTE - BIEGEDRUCKSEITE)

BILD E3-102

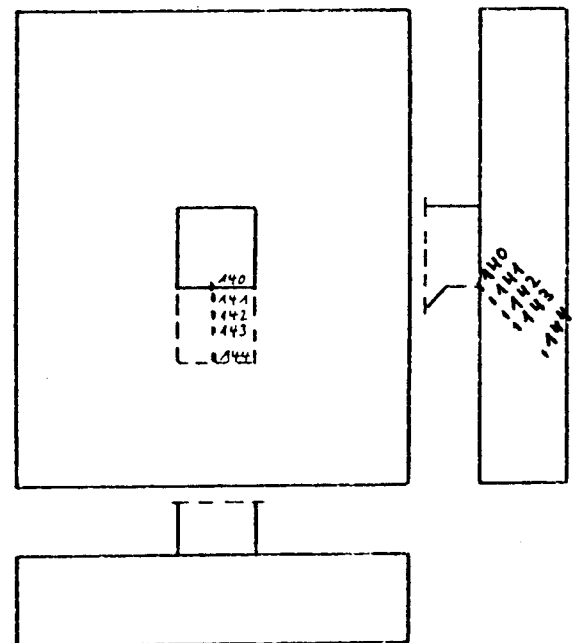
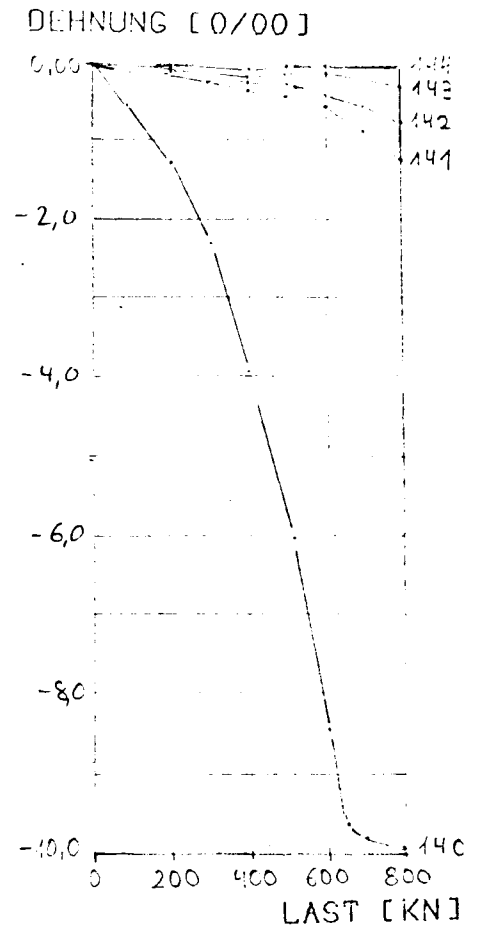
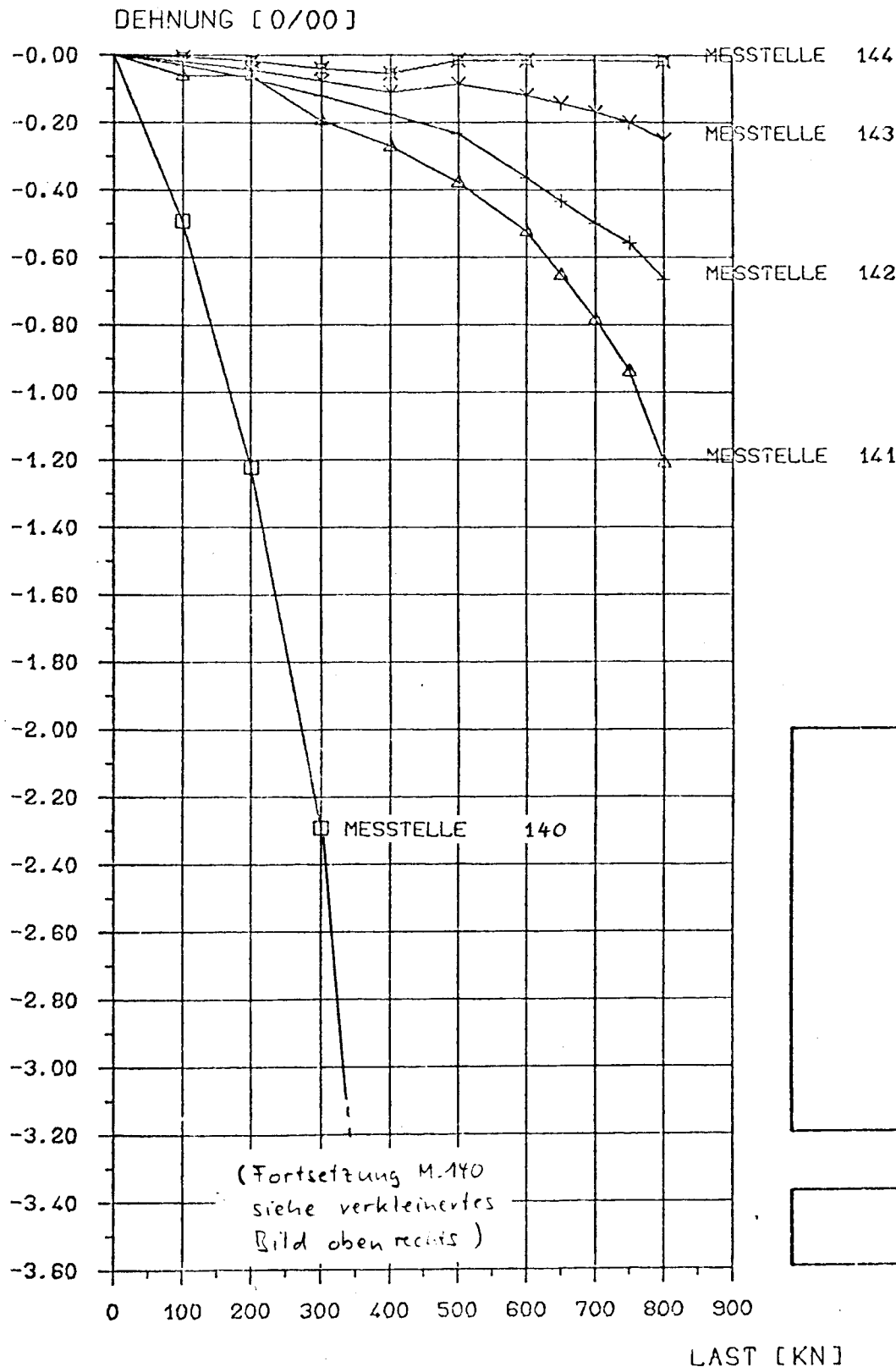
VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3
BRUCHLAST: 850 KN



DEHNUNGEN AM BETON
(STUETZE)

BILD E3-103

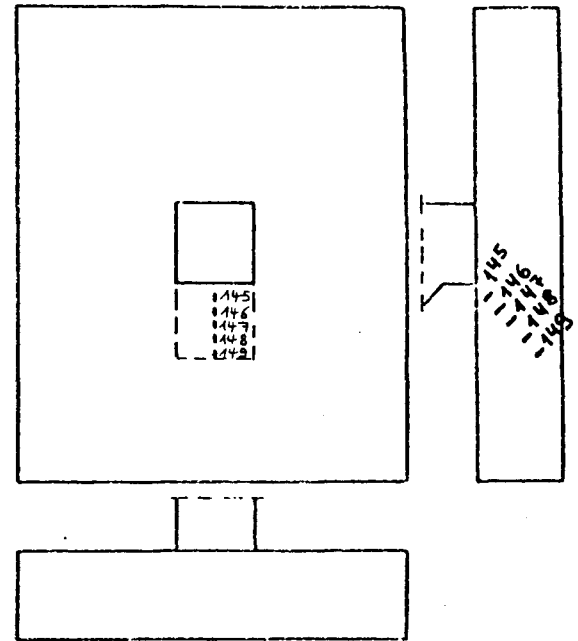
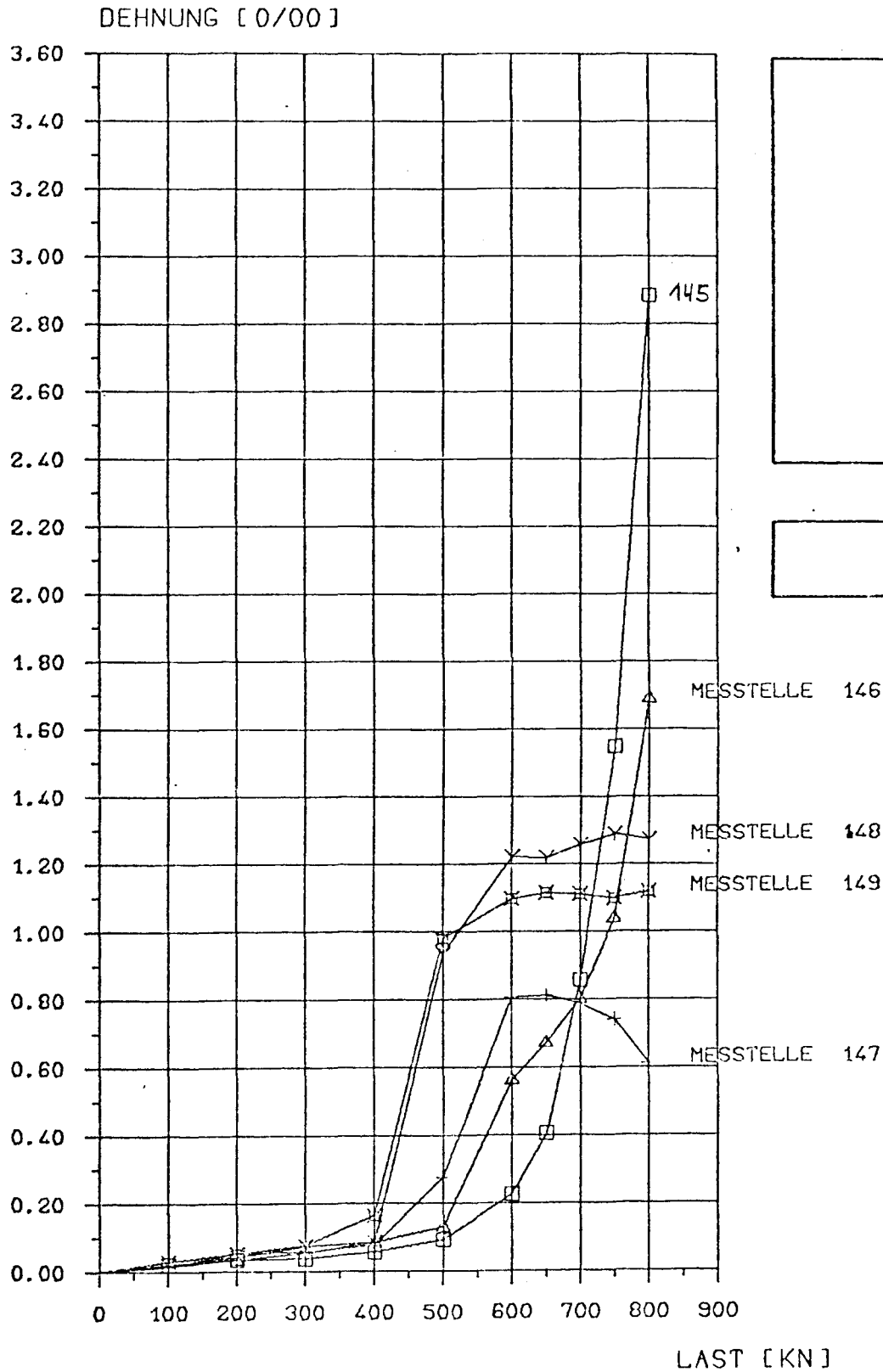
VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3 BRUCHLAST: 850 KN



DEHNUNGEN IM BETON
(BRUCHKEGEL)

BILD E3-104

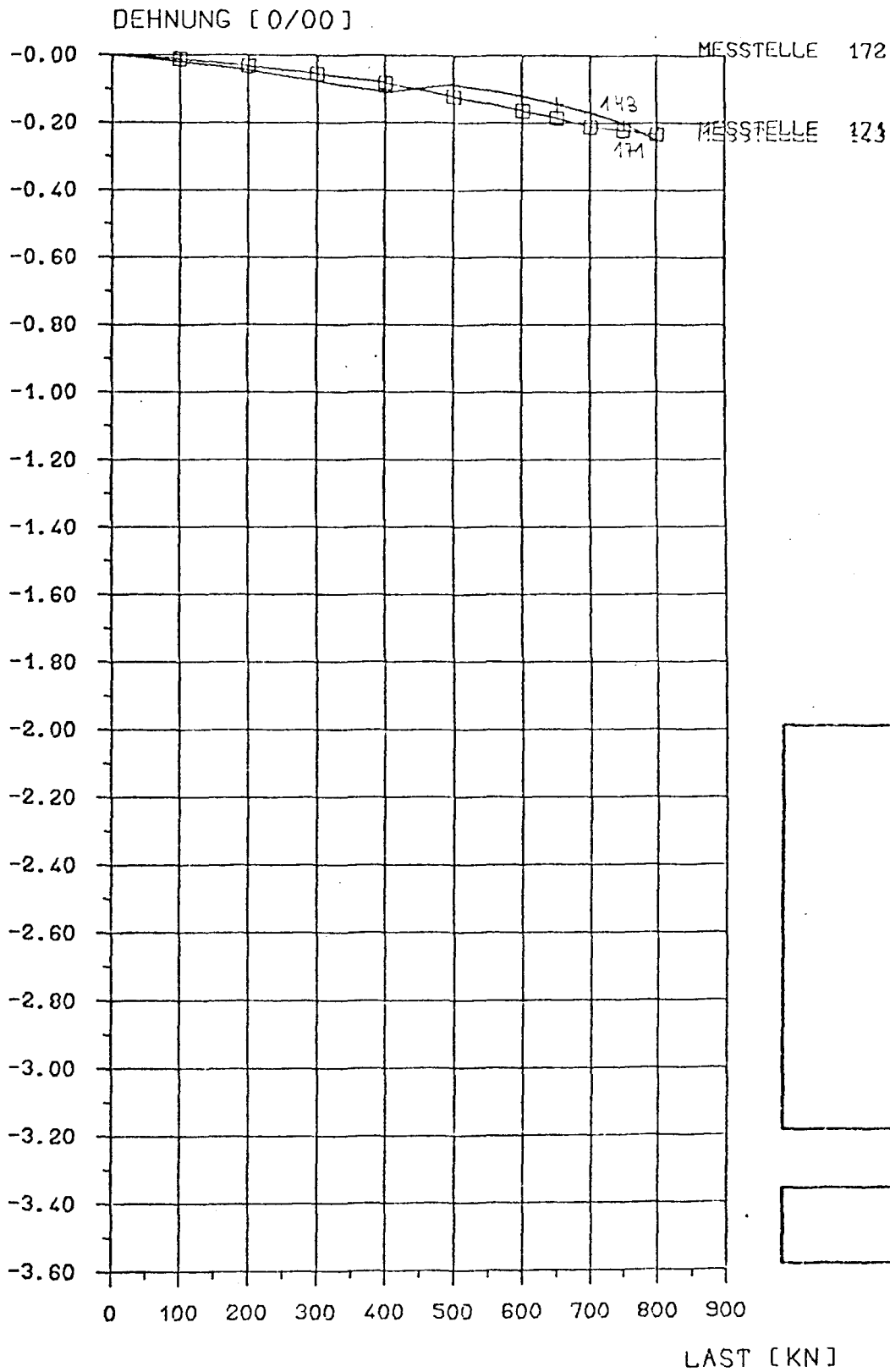
VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3
BRUCHLAST: 850 KN



DEHNUNGEN IM BETON
(BRUCHKEGEL)

BILD E3-105

VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3
BRUCHLAST: 850 KN



DEHNUNGEN IM BETON
(BRUCHKEGEL)

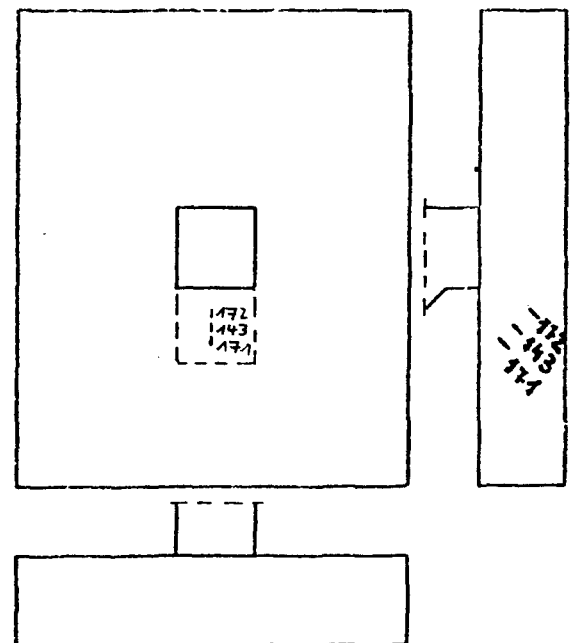
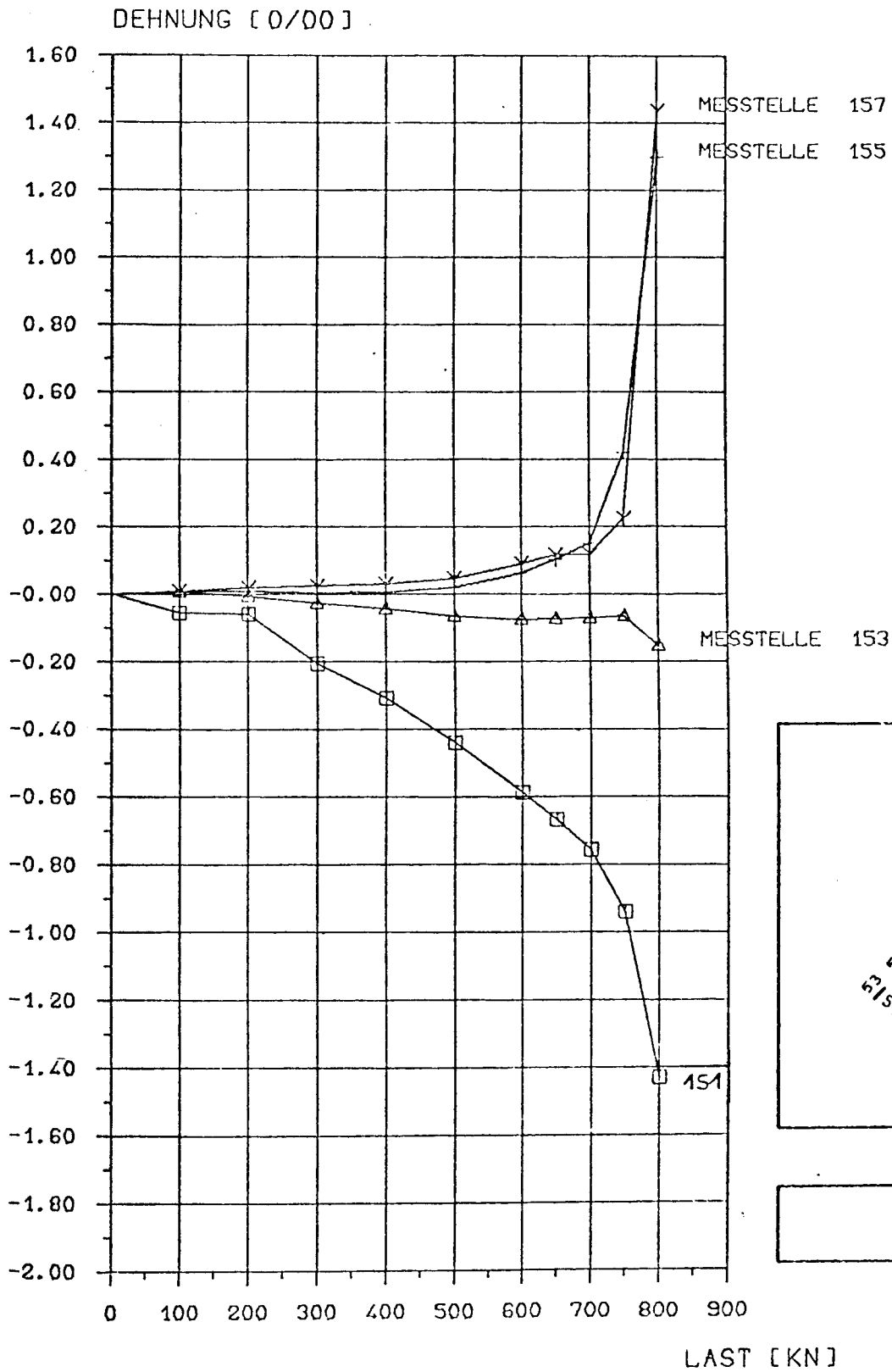


BILD E3-106

VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3
BRUCHLAST: 850 KN



DEHNUNGEN IM BETON
(BRUCHKEGEL)

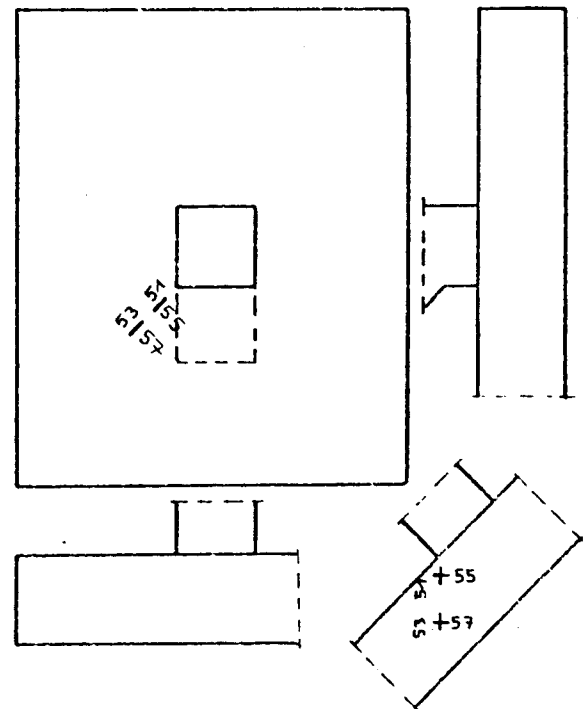
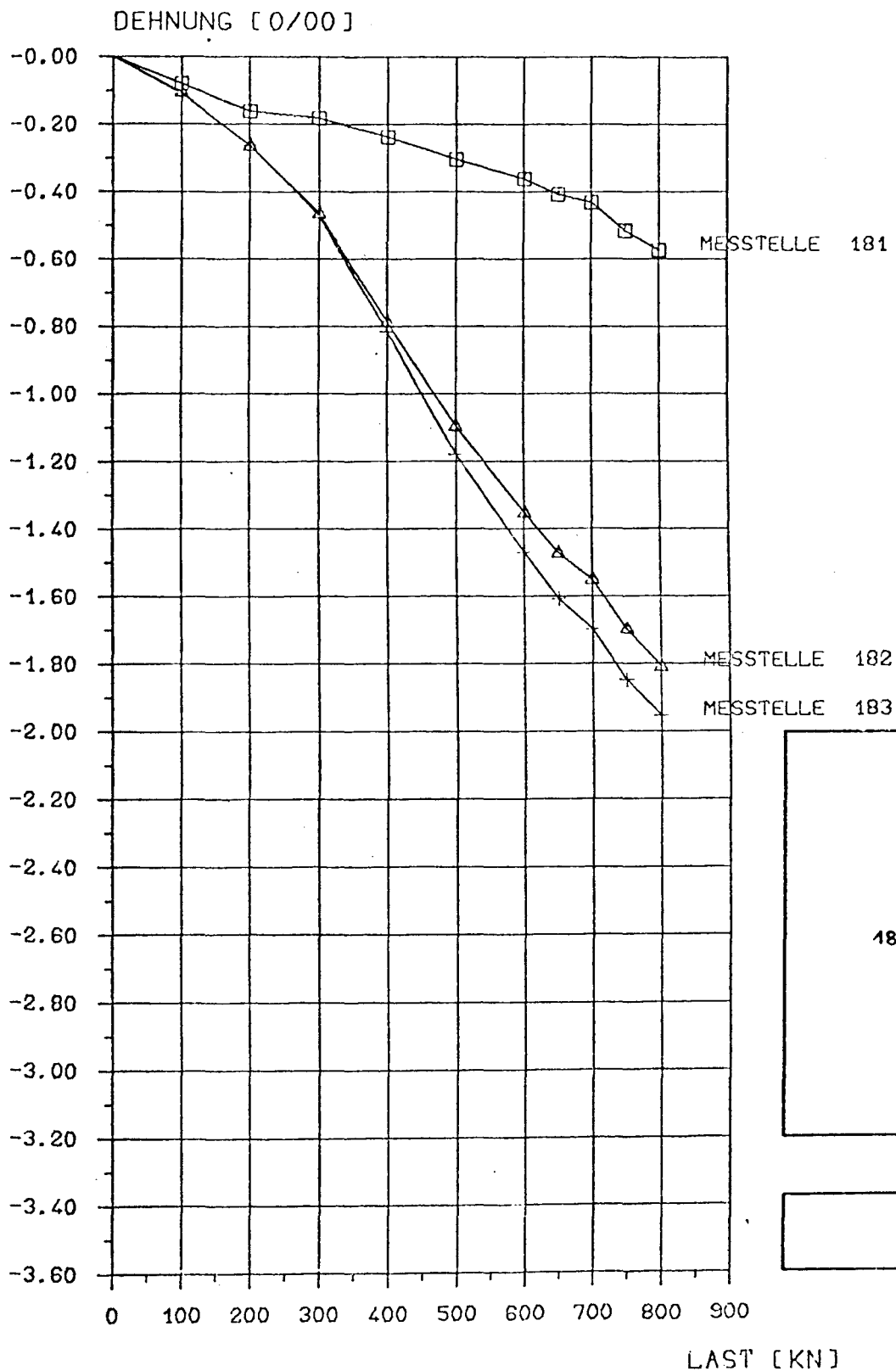


BILD E3-107

VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3
BRUCHLAST: 850 KN



DEHNUNGEN IM BETON
(STUETZE)

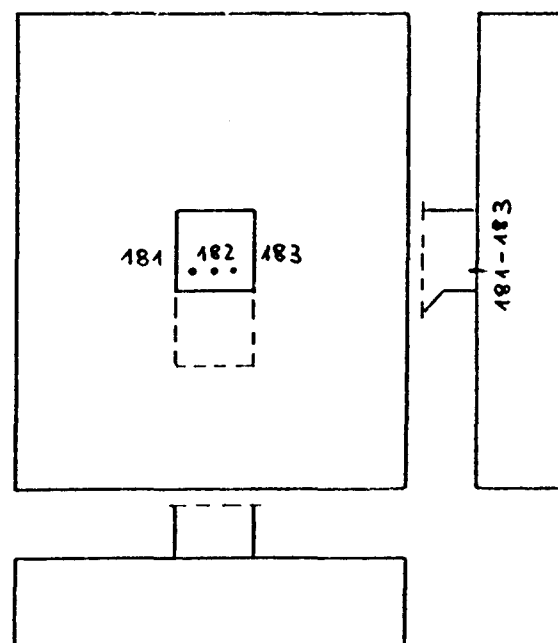
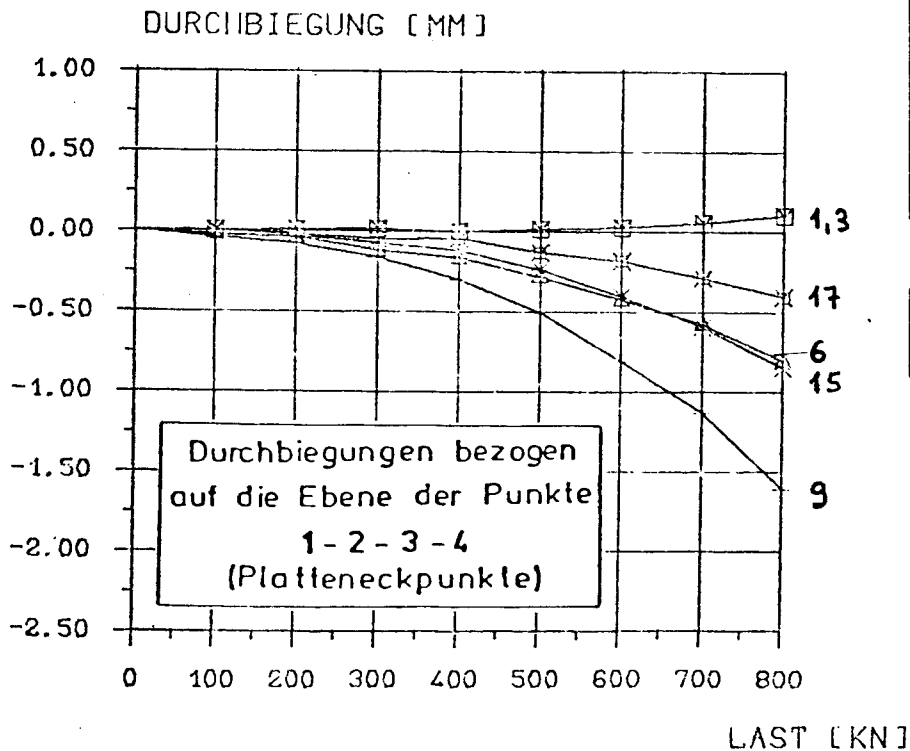
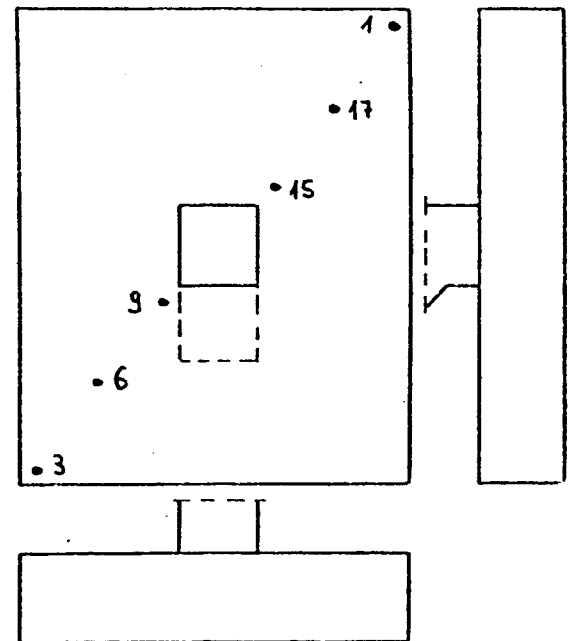
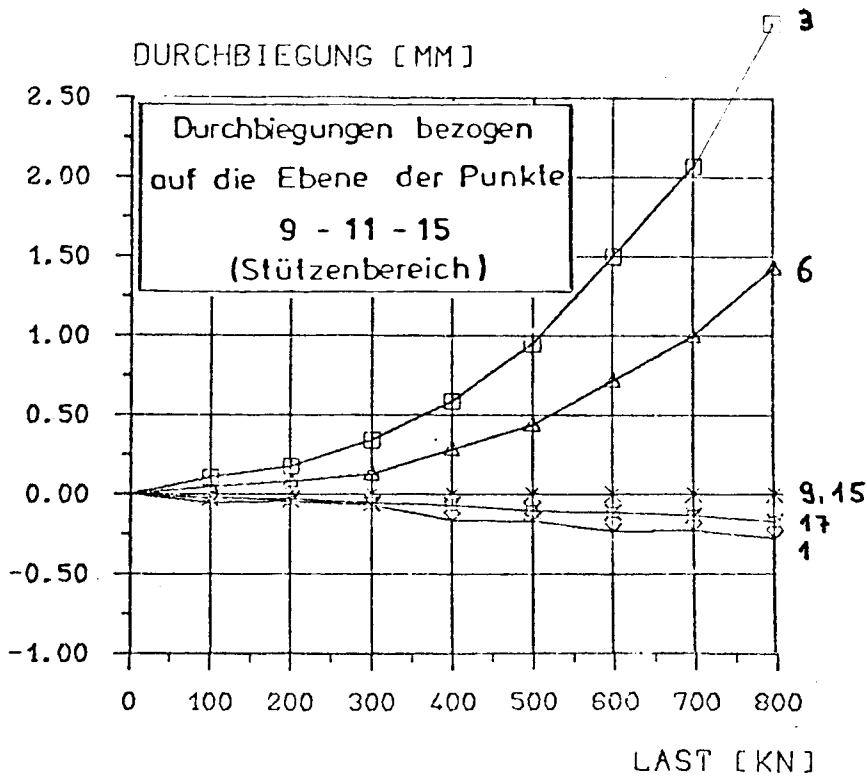


BILD E3-108

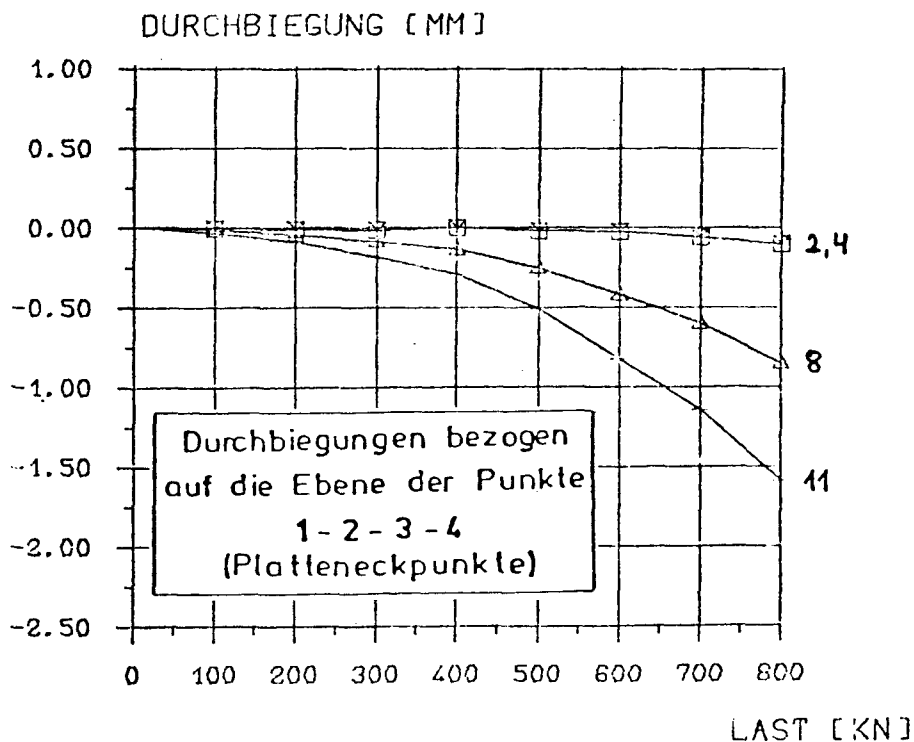
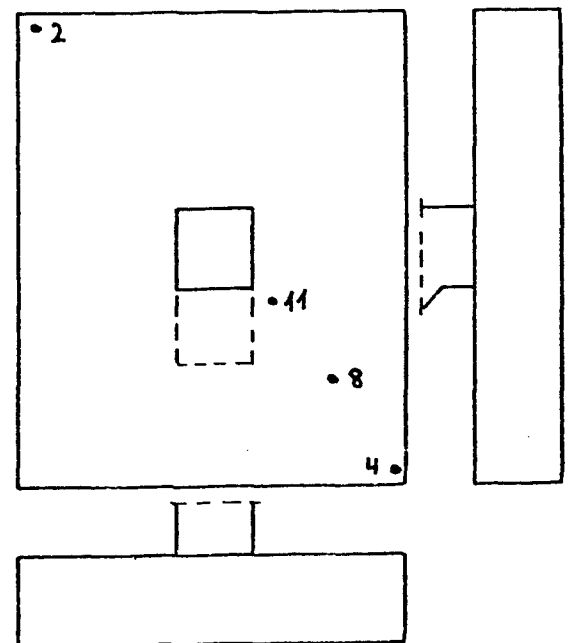
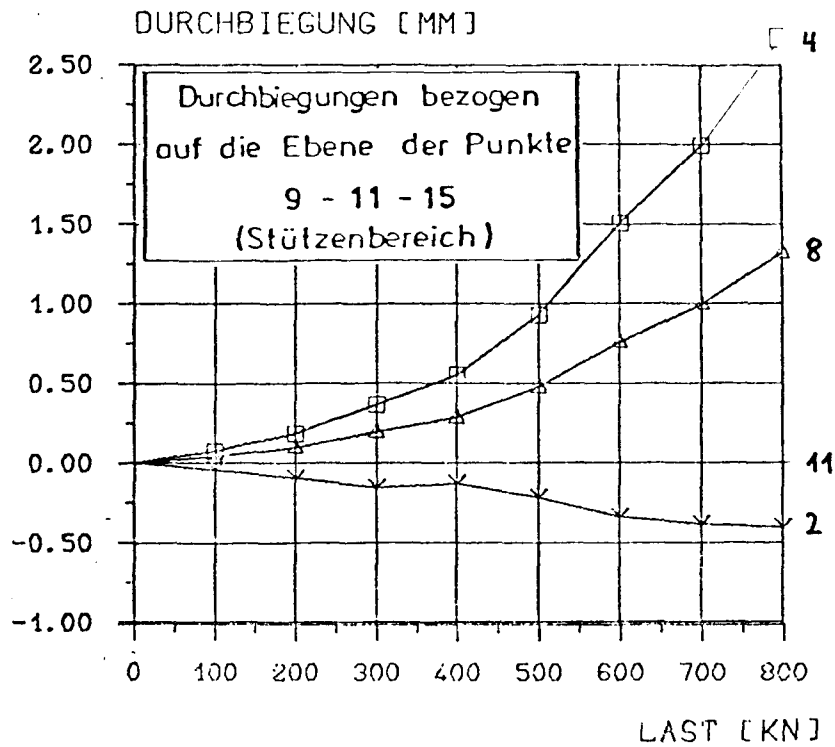
VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3
BRUCHLAST: 850 KN



BEZOGENE DURCHBIEGUNGEN
(PKT. 3,6,9,1,17,15)

BILD E3-201

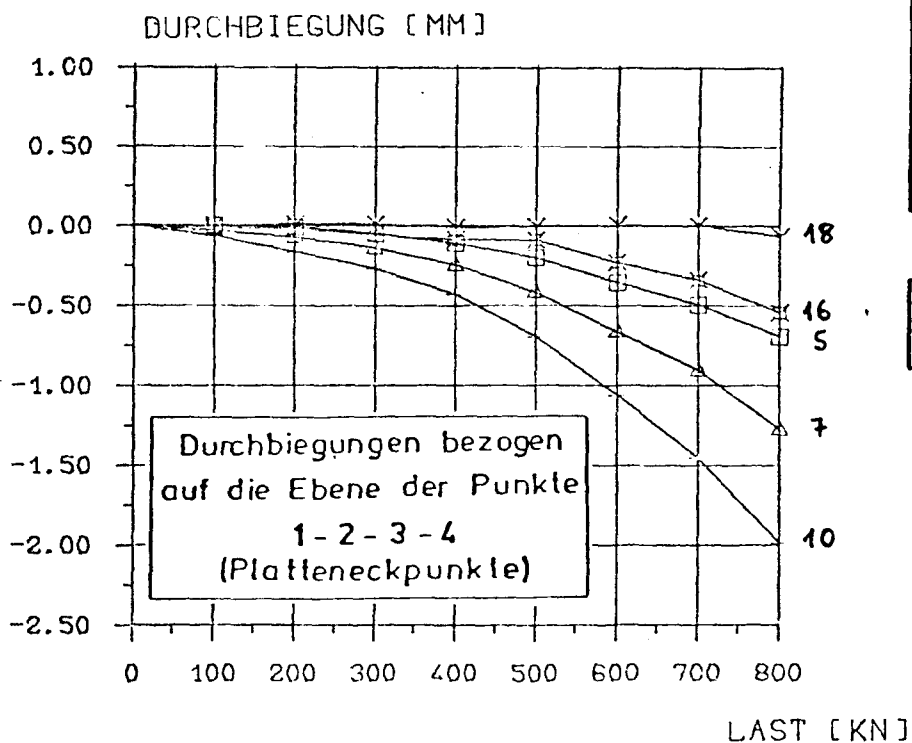
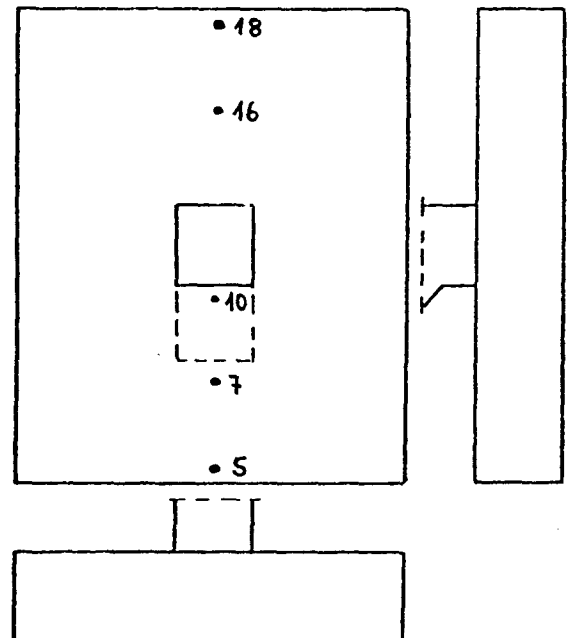
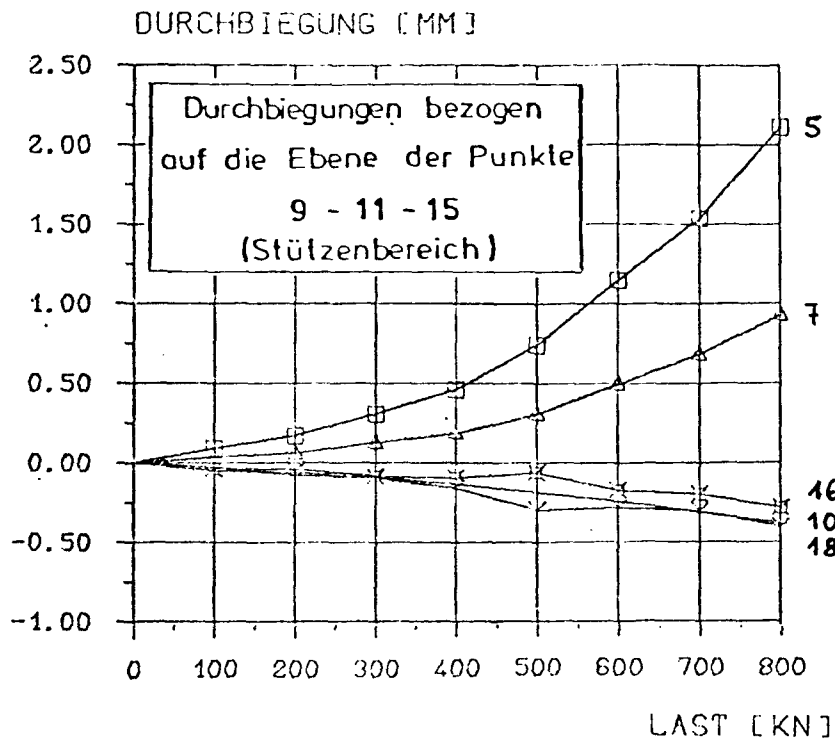
VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3 BRUCHLAST: 850 KN



BEZOGENE DURCHBIEGUNGEN
(PKT. 4, 8, 11, 2)

BILD E3-202

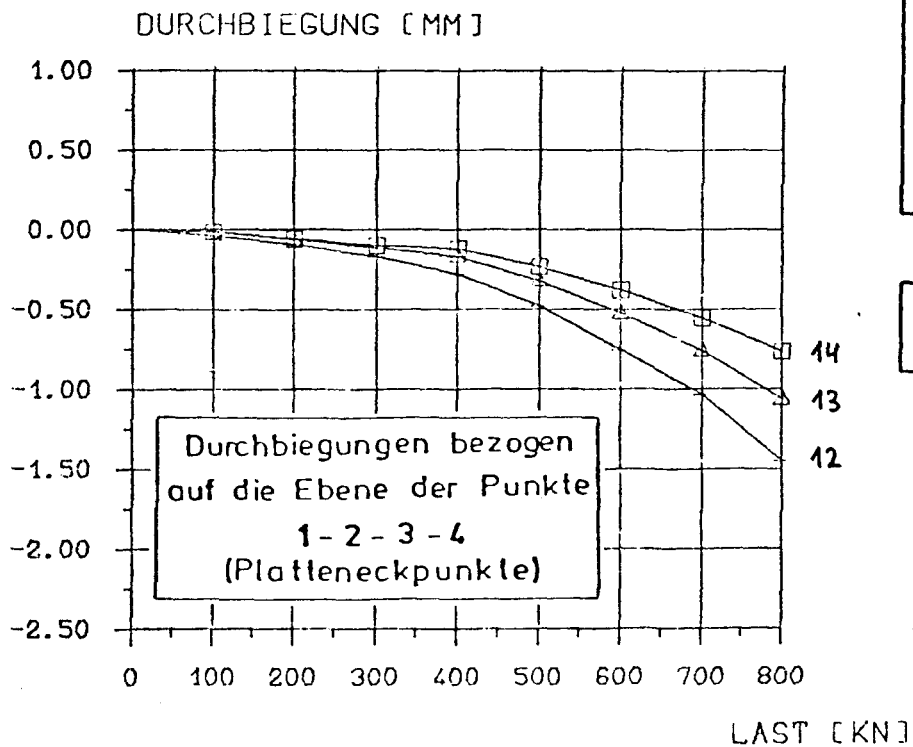
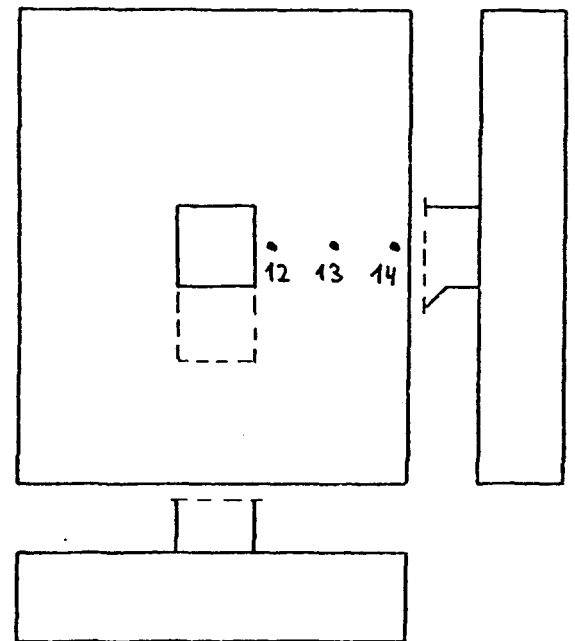
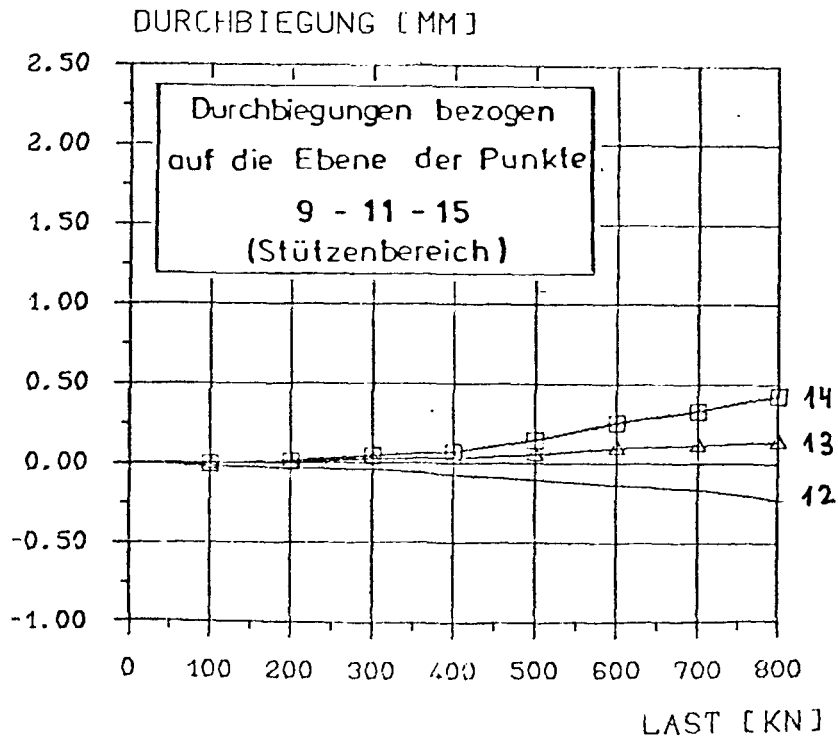
VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3 BRUHLAST: 850 KN



BEZOGENE DURCHBIEGUNGEN
(PKT. 5,7,10,18,16)

BILD E3-203

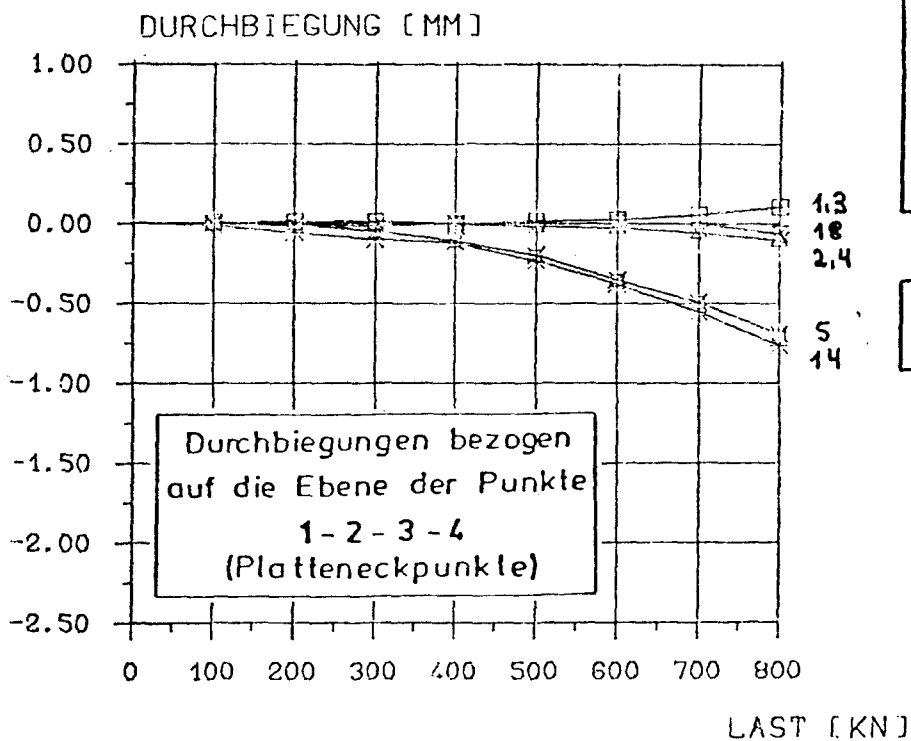
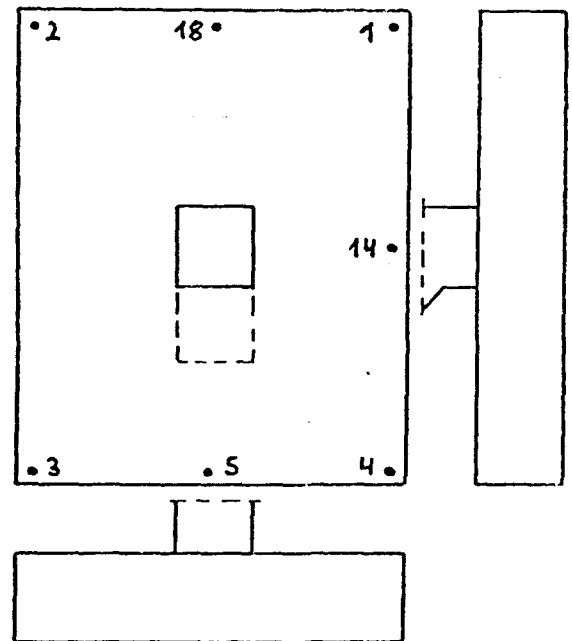
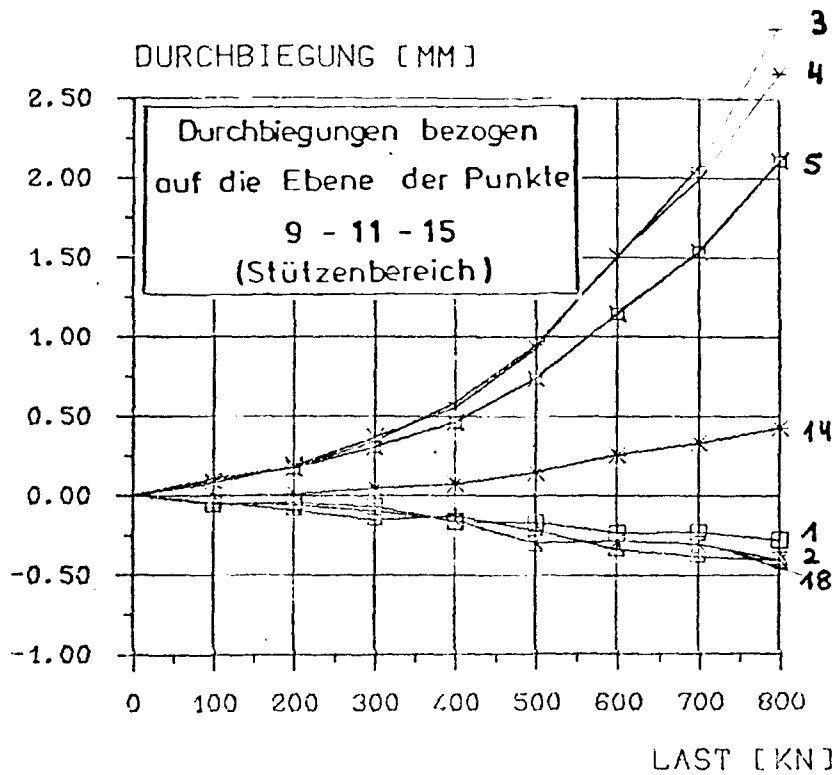
VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3
BRUCHLAST: 850 KN



BEZOGENE DURCHBIEGUNGEN
(PKT. 14, 13, 12)

BILD E3-204

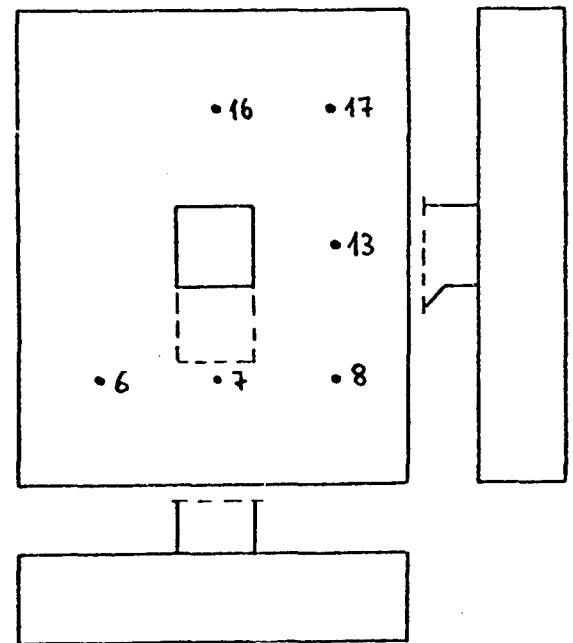
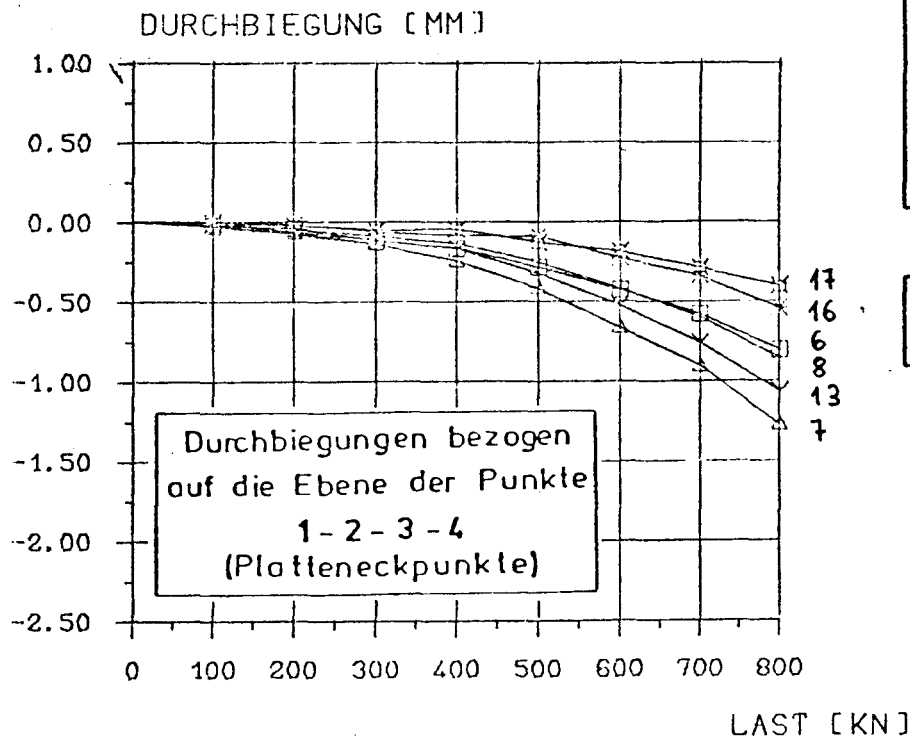
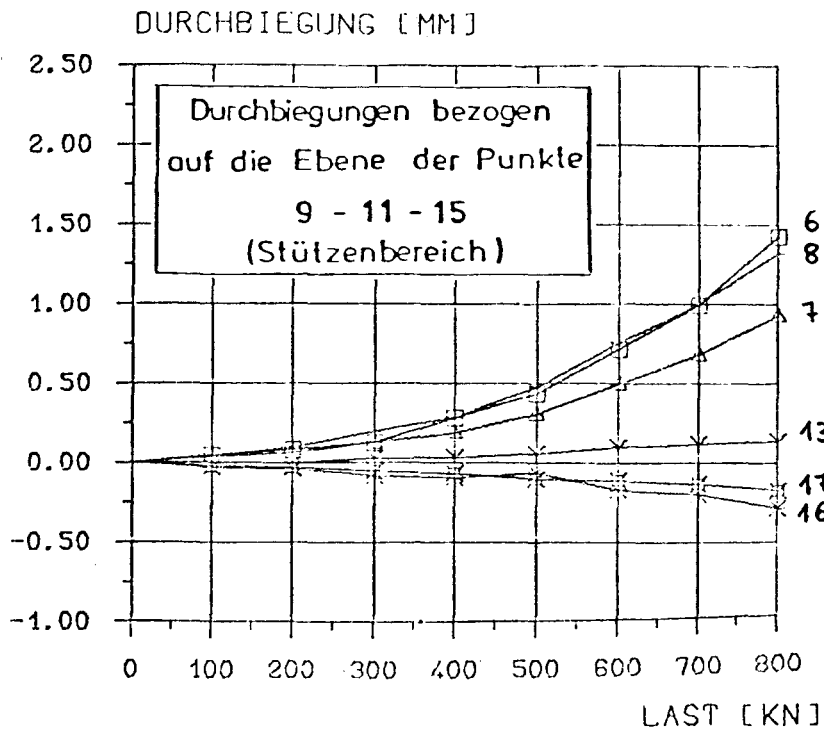
VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3
BRUCHLAST: 850 KN



BEZOGENE DURCHBIEGUNGEN
(PKT. 1,2,3,4,5,14,18)

BILD E3-205

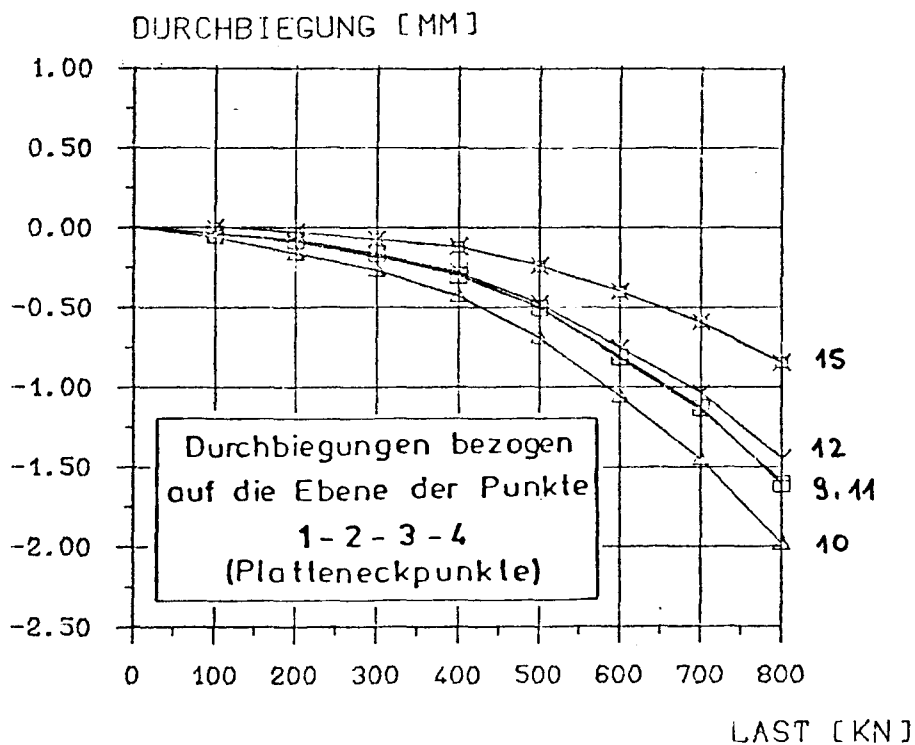
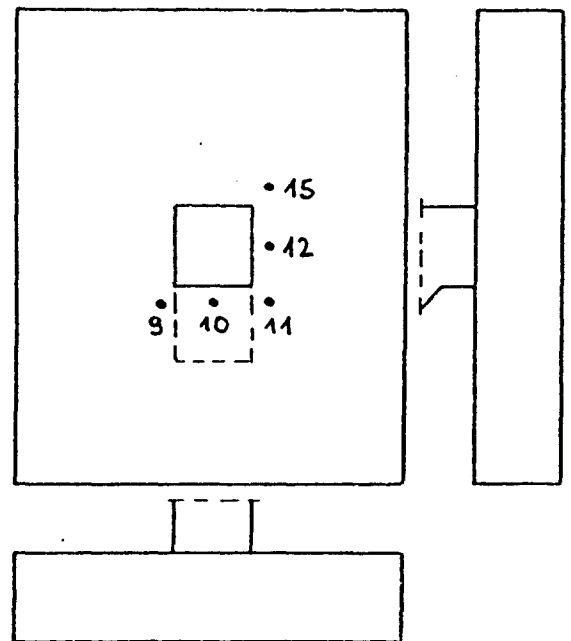
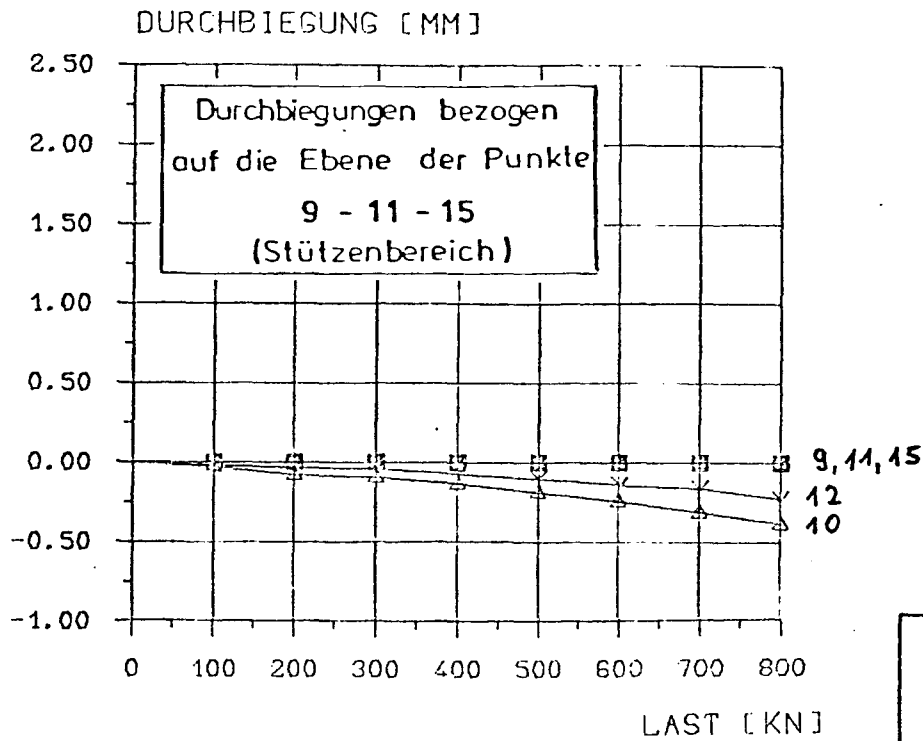
VERSUCHSKÖRPER FUNDAMENT E3 BRUCHLAST: 850 KN



BEZOGENE DURCHBIEGUNGEN
(PKT. 6,7,8,13,17,16)

BILD E3-206

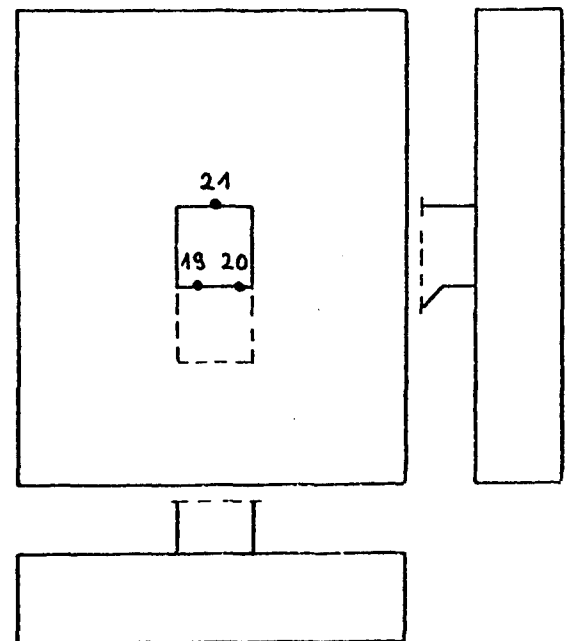
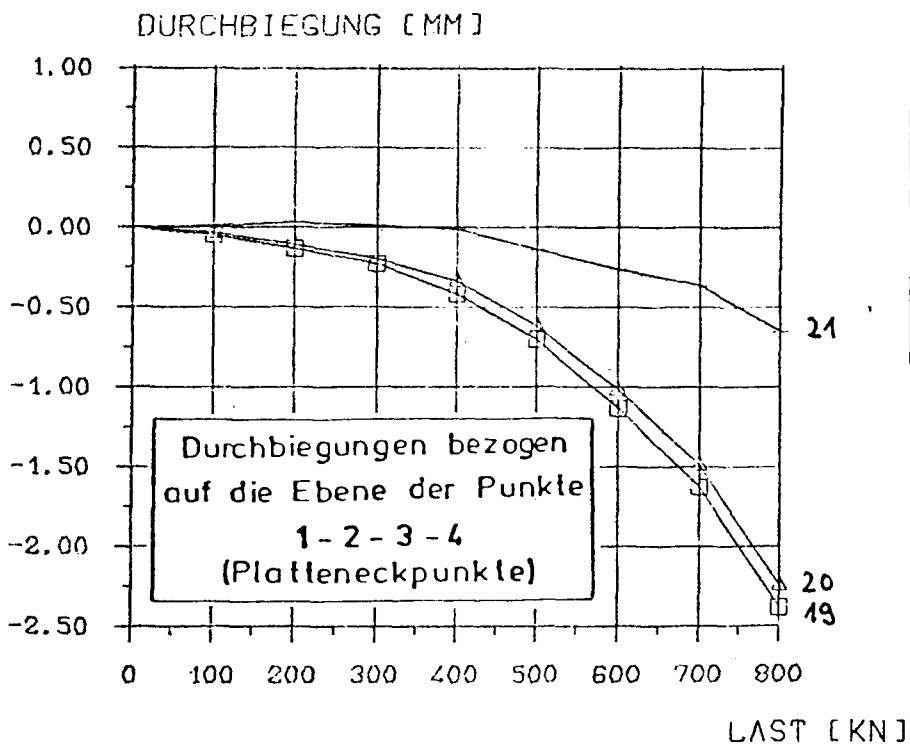
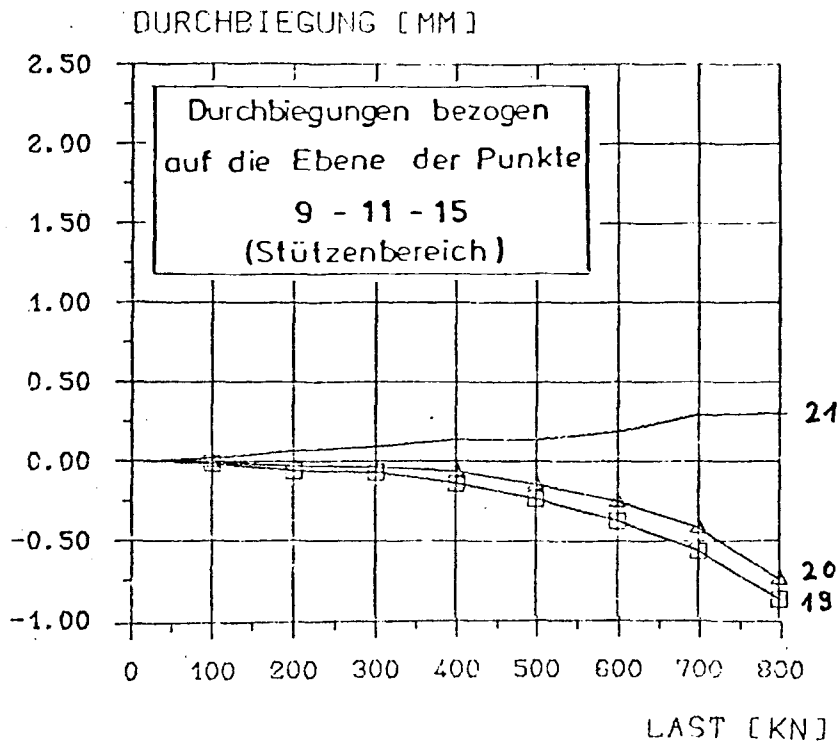
VERSUCHSKÖRPER FUNDAMENT E3
BRUCHLAST: 850 KN



BEZOGENE DURCHBIEGUNGEN
(PKT. 9,10,11,12,15)

BILD E3-207

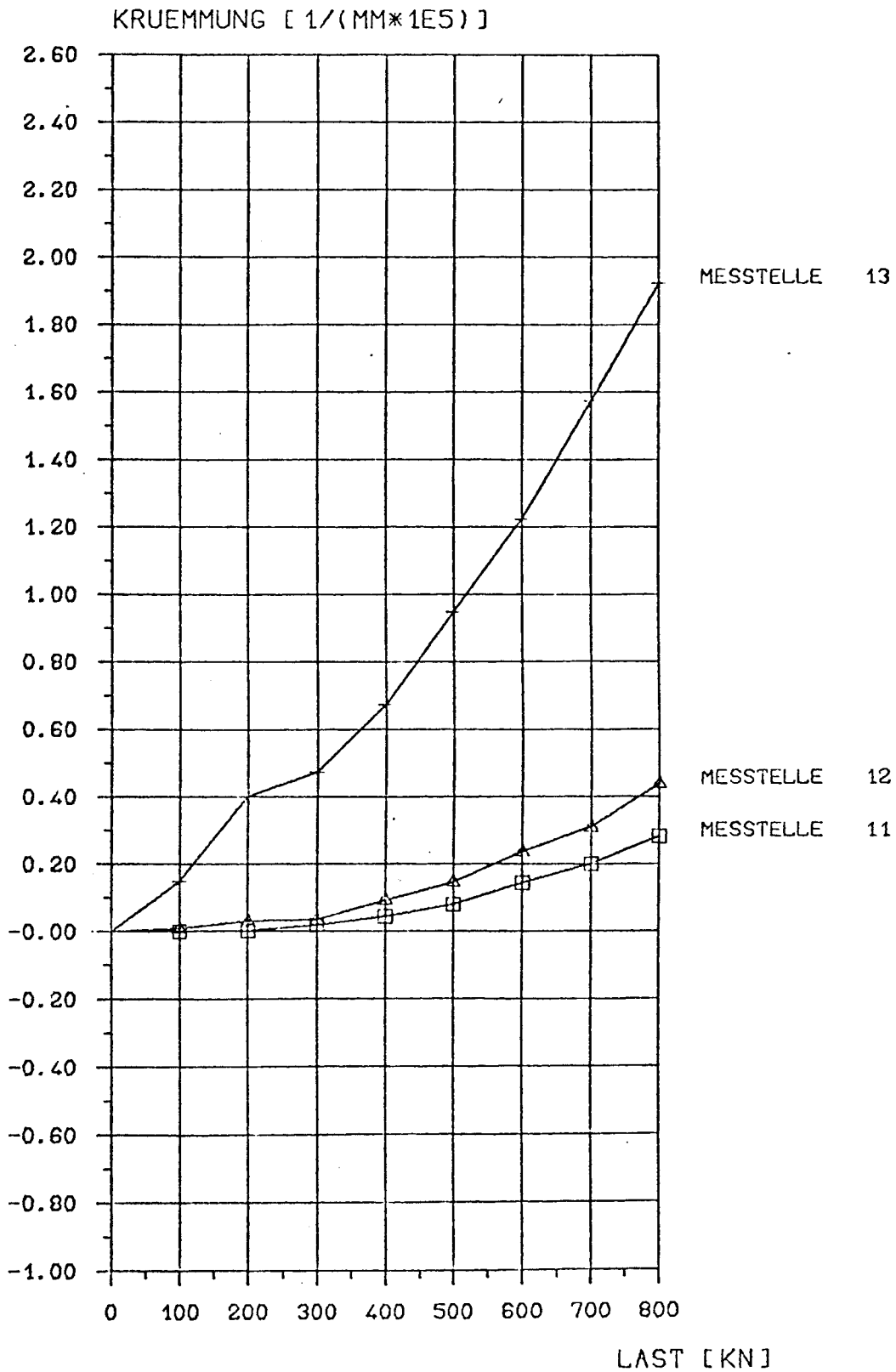
VERSUCHSKÖRPER FUNDAMENT E3
BRUCHLAST: 850 KN



BEZOGENE DURCHBIEGUNGEN
(PKT. 19,20,21)

BILD E3-208

VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3
BRUCHLAST: 850 KN



KRUEMMUNGEN
(STRECKE 11,12,13)

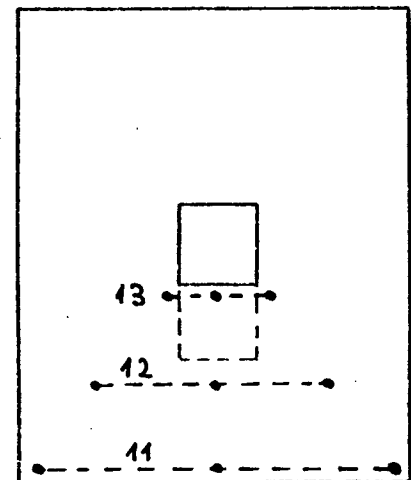
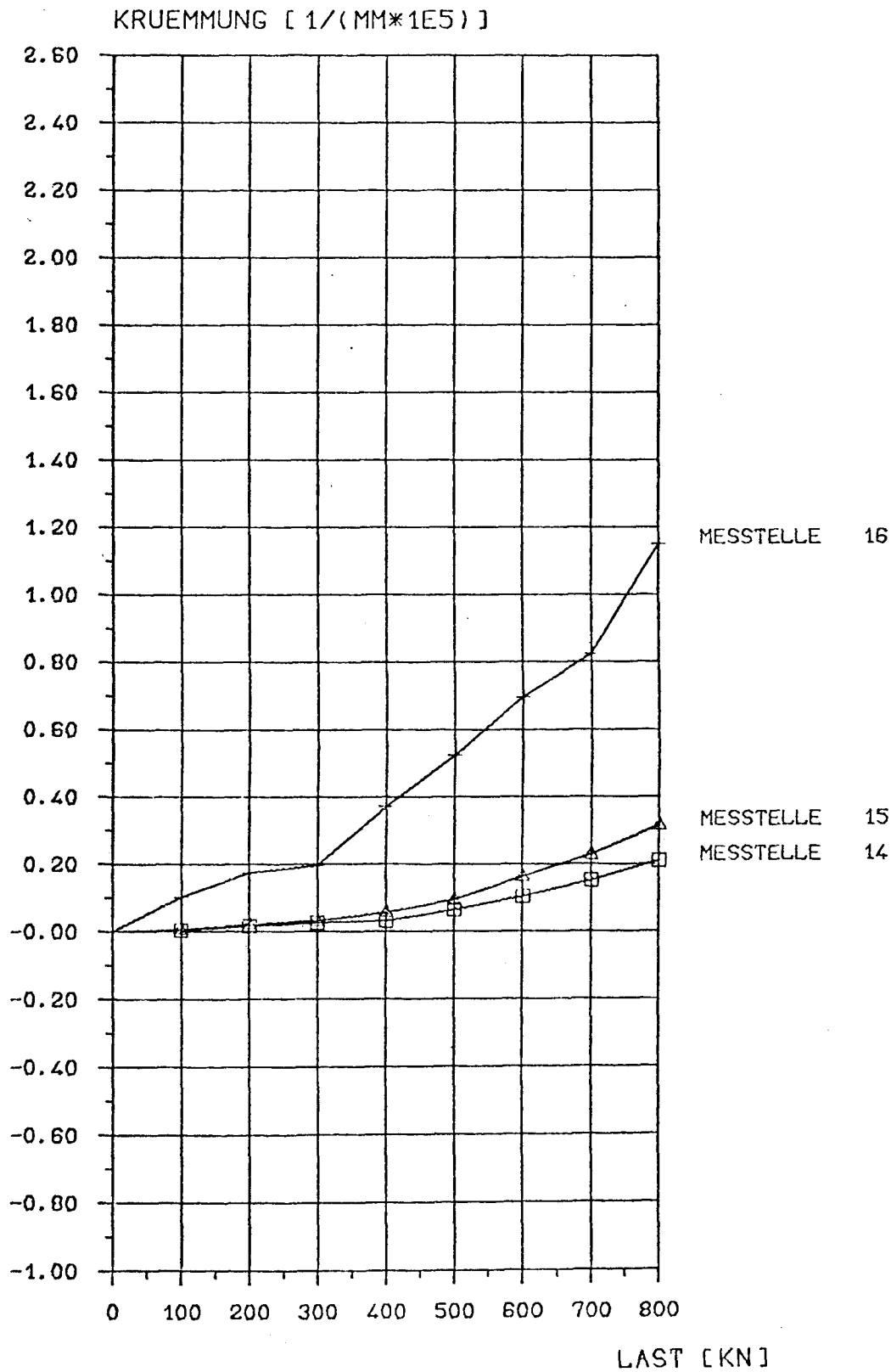


BILD E3-301

VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3
BRUCHLAST: 850 KN



KRUEMMUNGEN
(STRECKE 14,15,16)

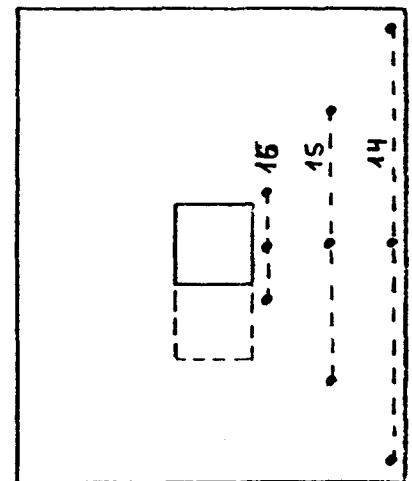
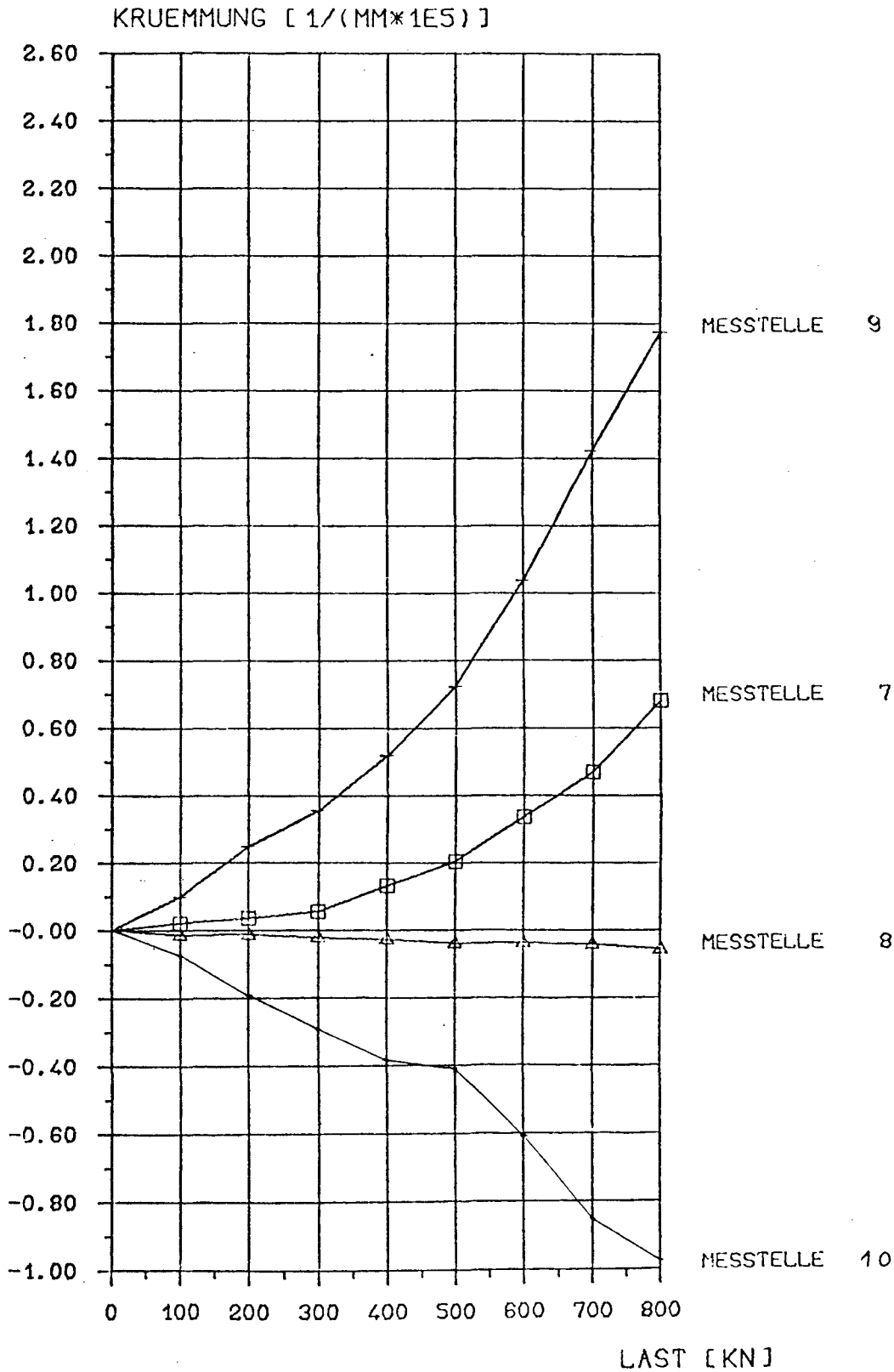


BILD E3-302

VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3
BRUHLAST: 850 KN



KRUEMMUNGEN
(STRECKE 7,8,9,10)

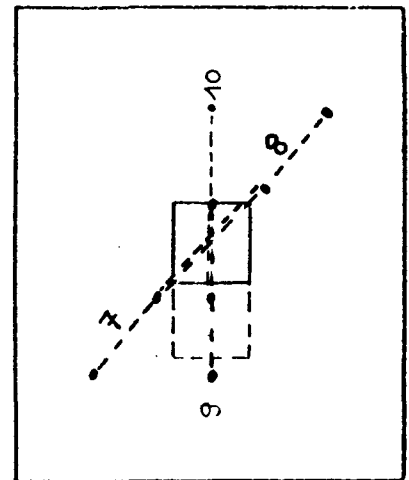


BILD E3-303

VERSUCHSKOERPER FUNDAMENT E3
BRUCHLAST: 850 KN

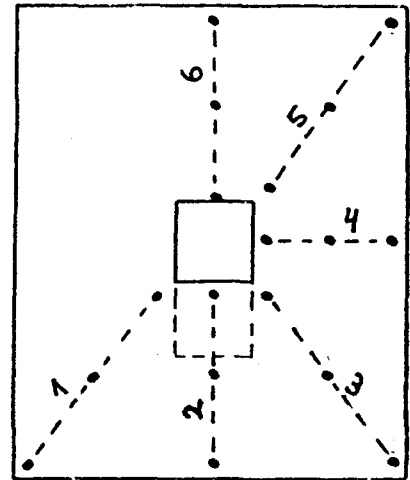
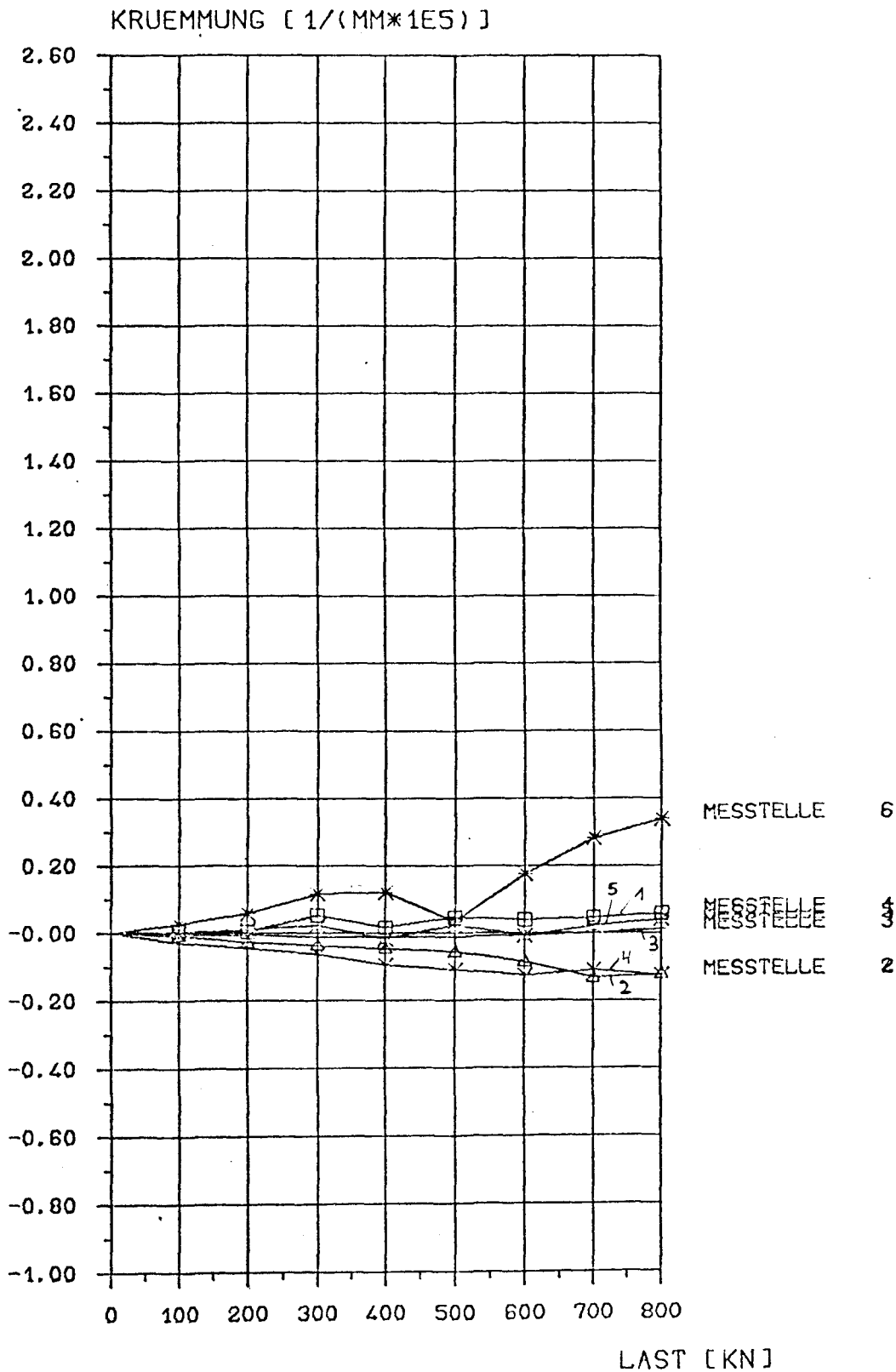


BILD E3-304